

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN
PONDASI TIANG BORPADA BANGUNAN GEDUNG UMAR
BIN KHOTOB UNIVERSITAS ISLAM MALANG**

SKRIPSI

**Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Gelar Sarjana**

Oleh :

**Meti Kusumawati
14.21.037**



JURUSAN TEKNIK SIPIL SI

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**

2018

LEMBAR PERSETUJUAN

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN
PONDASI TIANG BORPADA BANGUNAN GEDUNG UMAR
BIN KHOTOB UNIVERSITAS ISLAM MALANG**

Oleh :

Meti Kusumawati

14.21.037

Telah Disetujui Oleh Pembimbing Untuk Diujikan
Pada Tanggal 30 Agustus 2018

Menyetujui,
Dosen pembimbing

Dosen Pembimbing I

Ir. Ester Priskasari, MT
NIP. Y. 101 870 0150

Dosen Pembimbing II

Mohammad Erfan ST, MT
NIP. Y.103 150 0508

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang

Ir. I Wayan Mundra, MT
NIP. Y. 101 870 0150

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**

2018

LEMBAR PENGESAHAN

**"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN
PONDASI TIANG BORPADA BANGUNAN GEDUNG UMAR
BIN KHOTOB UNIVERSITAS ISLAM MALANG"**


**Skripsi Ini Telah Dipertahankan Di Depan Dosen Penguji Ujian Skripsi
Jenjang Strata (S-1) Pada Tanggal 30 Agustus 2018 Dan Diterima
Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Sipil S-1**


**Disusun Oleh :
Meti Kusumawati
14.21.037**

Disahkan oleh :

Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1

Sekretaris Jurusan

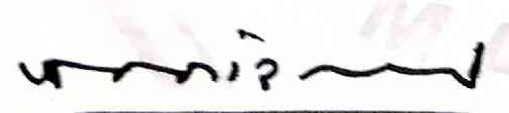

Ir. I Wawan Mundra, MT
NIP. Y. 101 870 0150


Ir. Munasih, MT
NIP. Y. 102 880 0187

Anggota penguji

Dosen penguji I

Dosen penguji II


Ir. Sudirman Indra, MSc
NIP. Y. 101 830 0054


Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 870 0155

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2018**

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Meti Kusumawati
NIM : 14.21.037
Jurusan : Teknik Sipil / S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan bahwa Skripsi saya yang berjudul :

“ STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DENGAN PONDASI TIANG BOR PADA BANGUNAN GEDUNG UMAR BIN KHOTOB UNIVERSITAS ISLAM MALANG”

Adalah sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya, di dalam Naskah SKRIPSI/TA ini tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah SKRIPSI ini dapat dibuktikan terdapat unsur unsur PLAGIASI, saya bersedia SKRIPSI ini digugurkan dan gelar akademik yang saya peroleh (SARJANA) dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No 20 Tahun 2003, Pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 25 September 2018

Yang Membuat Pernyataan



Meti Kusumawati

KATA PENGANTAR

Puji serta rasa syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT, karena atas berkat dan rahmat penulis dapat menyelesaikan penulisan Skripsi yang berjudul "*Studi Alternatif Struktur Bawah Dengan Pondasi Borpile Pada Gedung Pascasarjana Universitas Islam Malang*" dapat terselesaikan sesuai dengan yang diharapkan. Pada kesempatan ini saya selaku penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah banyak membantu secara langsung atau tidak langsung dalam penulisan skripsi ini. Ucapan terima kasih ini saya sampaikan kepada :

1. Bapak **Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MT.** Selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang.
2. Bapak **Dr. Ir. Nusa Sebayang, MT.** Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Bapak **Ir. I Wayan Mundra, MT.** Selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.
4. Ibu **Ir. Munasih, MT.** Selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.
5. Bapak **Ir. Sudirman Indra, MSc.** Selaku dosen pembimbing I yang banyak memberikan bimbingan dan masukan guna menyelesaikan skripsi ini.
6. Ibu **Afriza Marianti, ST, M.Eng.** Selaku Kepala Lab Studio Skripsi sekaligus dosen pembimbing II yang banyak memberikan bimbingan dan masukan guna menyelesaikan skripsi ini.
7. Seluruh dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional Malang, atas ilmu, bimbingan dan bantuannya hingga penyusun selesai menyusun skripsi ini.
8. Kedua orang tua dan keluarga, yang telah membesarkan dan mendidik, serta memberikan dukungan dan doa kepada penulis.
9. Rekan-rekan di Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional Malang yang juga telah banyak membantu penulis.

Penulis menyadari bahwa penyelesaian Skripsi ini belum sempurna, baik dari segi materi maupun penyajiannya. Untuk itu saran dan kritik yang membangun sangat diharapkan dalam penyempurnaan Skripsi ini.

Malang, September 2018

Penulis

ABSTRAK

Meti Kusumawati. 2018. “Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang”. Program Studi Teknik Sipil S-1. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang. Dosen Pembimbing: (I) Ir. Ester Priskasari, MT. ; (II) Mohammad Erfan, ST. MT

Struktur bawah bangunan dalam hal ini pondasi memegang peranan yang penting dalam sebuah konstruksi bangunan. Hal ini disebabkan karena pondasi berfungsi menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah sehingga jika dalam perencanaan dan pelaksanaannya tidak dilakukan dengan baik maka akan berakibat kegagalan pada struktur di atasnya. Pemilihan jenis pondasi juga berpengaruh terhadap kekuatan sebuah struktur bangunan.

Skripsi ini membahas tentang perhitungan perencanaan pondasi tiang bor yang meliputi perhitungan dimensi tiang, daya dukung tiang, jumlah kebutuhan tiang, penurunan pondasi tiang, serta penulangan pondasi tiang bor. Data penyelidikan tanah yang digunakan pada perencanaan berupa data SPT (*Standart Penetration Test*). Lapisan tanah keras menurut data tanah terletak pada kedalaman 8 m dengan nilai $N = 38$.

Metode yang digunakan untuk menghitung struktur atas adalah dengan menggunakan program bantu Etabs, sedangkan perhitungan struktur bawah menggunakan perhitungan secara manual.

Hasil perencanaan pondasi tiang bor tipe 1 dengan dimensi 60 cm pada kedalaman 8 m, dengan daya dukung ijin tiang 140.908 ton, didapat jumlah tiang sebanyak 5 tiang dalam 1 poer dengan penurunan tiang sebesar 6.12 mm. Untuk pondasi tipe 2 didapat jumlah tiang sebanyak 4 tiang dalam 1 poer dengan penurunan tiang sebesar 6.20 mm, dan pondasi tipe 3 didapat jumlah tiang sebanyak 3 tiang dalam 1 poer dengan penurunan tiang sebesar 6.31 mm.

Kata kunci : Pondasi tiang bor, Daya dukung, Penurunan.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah S.W.T, karena berkat dan rahman-Nya sehingga penyusunan skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang”.dapat berjalan dengan baik. Pada kesempatan ini penyusun ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian proposal skripsi ini, antara lain:

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MTA selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang
2. Bapak Dr.Ir. Nusa Sebayang, MT selaku Dekan FTSP Institut Teknologi Nasional Malang
3. Bapak Ir. I Wayan Mundra, MT. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
4. Ibu Ir. Munasih, MT. selaku Sekertaris Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
5. Ibu Ir. Ester Priskasari, MT dan bapak Mohammad Erfan, ST. MT selaku dosen pembimbing

Penyusun menyadari bahwa dalam penyelesaian skripsi ini masih ada kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dan semoga laporan ini bermanfaat.

Malang, September 2018

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

LEMBAR PERSEMBAHAN

ABSTRAKSI

KATA PENGANTAR.....i

DAFTAR ISI.....ii

DAFTAR GAMBAR.....iv

DAFTAR TABELvi

DAFTAR GRAFIKvii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Identifikasi Masalah 2

1.3 Rumusan Masalah 2

1.4 Maksud dan Tujuan..... 3

1.5 Batasan Masalah..... 3

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Pondasi 4

2.2 Klasifikasi Pondasi..... 4

2.3 Klasifikasi Tanah 8

2.3.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan..... 10

2.3.2 Uji Penetrasi Standart atau SPT..... 10

2.3.3 Persyaratan Pondasi Bor Terhadap SPT	10
2.4 Pondasi Tiang.....	12
2.5 Pondasi Tiang Bor.....	12
2.5.1 Teori Pondasi Tiang Bor.....	12
2.5.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor	13
2.5.1.1 Daya Dukung Aksial Pondasi	14
2.5.1.2 Daya Dukung Aksial Kelompok	15
2.5.1.3 Daya Dukung Lateral Pondasi	19
2.5.1.4 Daya Dukung Ijin Tiang.....	21
2.6 Penurunan Pondasi	22
2.6.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal.....	22
2.6.2 Penurunan Kelompok Tiang pada Tanah Pasir	25
2.7 Perencanaan Pile Cap.....	26
2.7.1 Kontrol Geser Pons Pilecap.....	27
2.8 Pembebanan	27
2.8.1 Beban Mati.....	28
2.8.2 Beban Hidup	28
2.8.3 Beban Hidup	28
2.9 Penulangan	41
2.9.1 Penulangan Pilecap Pondasi	41
2.9.2 Penulangan Pondasi Bor Pile.....	41
2.9.3 Penulangan Spiral Pondasi Tiang Bor	45

BAB III METODOLOGI

3.1 Data Perencanaan	47
----------------------------	----

3.2 Pengumpulan Data	47
3.3 Bagan Alir	49
3.4 Perhitungan Pembebanan	50
3.4.1 Perhitungan Perataan Beban	51

BAB IV PERHITUNGAN PONDASI

4.1 Hasil Analisa program bantu Etabs.....	108
4.2 Perencanaan Pondasi	108
4.2.1 Perhitungan Daya dukung	108
4.2.1.1 Perhitungan Daya dukung Aksial	109
4.2.1.2 Perhitungan Daya dukung Lateral.....	117
4.2.2 Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi	122
4.2.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Bor	125
4.2.4 Perhitungan Penulangan Pondasi	126
4.2.4.1 Perhitungan Penulangan Pilecap	126
4.2.4.2 Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi.....	137
4.2.4.3 Perhitungan Tulangan Spiral Pondasi	152

BAB V PENUTUP

5.1 Hasil Perhitungan	155
5.2 Kesimpulan	156
5.3 Saran.....	156

DAFTAR PUSTAKA

LEMBAR ASISTENSI

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Gambar Pondasi Telapak	5
Gambar 2.2 Gambar Pondasi Menerus	5
Gambar 2.3 Gambar Pondasi Rakit.....	6
Gambar 2.4 Gambar Pondasi Tiang Pancang	6
Gambar 2.5 Gambar Pondasi Sumuran.....	7
Gambar 2.6 Gambar Pondasi Tiang Bor	7
Gambar 2.7 Gambar Prosedur Pengujian SPT	11
Gambar 2.8 Gambar Ilustrasi Overlapping	17
Gambar 2.9 Gambar Baris Kelompok Tiang	18
Gambar 2.10 Kondisi Pembebanan Lateral.....	10
Gambar 2.11 Hubungan μ/B^4 , $\gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \Gamma$	21
Gambar 2.12 Gambar Pilecap Pondasi.....	26
Gambar 2.13 Gambar Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (MCER, SS).....	35
Gambar 2.14 Gambar Peta Parameter Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik (MCER, S1).....	35
Gambar 2.15 Contoh Diagram Tegangan Regangan	44

Gambar 2.16 Contoh Diagram Interaksi	45
Gambar 4.1 Rencana dimensi pondasi.....	108
Gambar 4.3 Rencana Pondasi dan Grafik N-SPT	108
Gambar 4.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi 4 tiang	113
Gambar 4.5 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi 5 tiang	115
Gambar 4.6 Beban yang diterima pondasi tiang bor.....	116
Gambar 4.7 Bidang Geser pons akibat kolom	115
Gambar 4.8 Bidang Geser pons akibat tiang pondasi	124
Gambar 4.9 Skema Pembebanan Arah x pilecap pondasi.....	126
Gambar 4.10 Diagram tegangan dan regangan poer arah x	129
Gambar 4.11 Skema Pembebanan Arah y pilecap pondasi.....	131
Gambar 4.12 Diagram tegangan dan regangan poer arah y	132
Gambar 4.13 Penampang Lingkaran.....	138
Gambar 4.14 Diagram kondisi lentur murni	138
Gambar 4.15 Diagram Kondisi Seimbang tulangan pondasi	143
Gambar 4.16 Diagram Kondisi Patah tarik tulangan pondasi.....	146
Gambar 4.17 Diagram Kondisi Patah desak tulangan pondasi	148

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Sistem Klasifikasi Tanah (ASTM D 2487-66T)	8
Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi berdasarkan cara “Unified Classification” (untuk tanah urugan dan tanah pondasi).....	9
Tabel 2.3 Korelasi Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir dengan N_{SPT}	11
Tabel 2.4 Kriteria Jenis Perilaku Tiang.....	20
Tabel 2.5 Faktor Keamanan untuk Pondasi Dalam.....	21
Tabel 2.6 Nilai koefisien C_p (Sumber : Vesic, 1997)	24
Tabel 2.7 Tabel Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa.....	29
Tabel 2.8 Faktor Keamanan Gempa.....	29
Tabel 2.9 Klasifikasi Situs	33
Tabel 2.10 Koefisien Situs (F_a)	34
Tabel 2.11 Koefisien Situs (F_v)	34
Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	38
Tabel 2.13 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	38
Tabel 2.14 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung	39

Tabel 2.15 Nilai Parameter Pendekatan C_t dan x	39
Tabel 2.16 Ketebalan Selimut Beton menurut SNI 2847:2013	42
Tabel 3.1 Total beban Mati Atap	79
Tabel 3.2 Total beban Mati lantai 3-5	84
Tabel 3.3 Total beban Mati lantai 2	89
Tabel 3.4 Total beban Mati lantai 1	93
Tabel 3.5 Total Berat Beban Seluruh Lantai.....	94
Tabel 3.6 Kategori Resiko Bangunan dan non Gedung untuk beban gempa.....	95
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa	96
Tabel 3.6 Kategori Resiko Bangunan dan non Gedung untuk beban gempa.....	95
Tabel 3.8 Klasifikasi Kelas Situs Tanah	97
Tabel 3.9 Koefisien Situs F_a	98
Tabel 3.10 Koefisien Situs F_v	98
Tabel 3.11 Kategori Desai seismic Parameter Respons percepatan periode pendek.....	100
Tabel 3.12 Kategori Desai seismic Parameter Respons percepatan periode 1 detik	100

Tabel 3.13 Nilai S_a untuk $T < T_0$	101
Tabel 3.14 Nilai S_a untuk $T_s < T < T_0$	101
Tabel 3.15 Koefisien untuk Batas atas Periode yang dihitung.....	102
Tabel 3.16 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.....	103
Tabel 3.17 Faktor Distribusi Vertikal.....	106
Tabel 3.18 Gaya Gempa Lateral Per Lantai.....	107
Tabel 4.1 Beban-beban yang Bekerja Pada Kolom.....	108
Tabel 4.2 Nilai NSPT pada kedalaman 3 sampai 10.5.....	110
Tabel 4.3 Nilai NSPT disepanjang Tiang Pondasi.....	110
Tabel 4.4 Nilai Faktor Keamanan Pondasi.....	111
Tabel 4.5 Nilai Efisiensi Kelompok Tiang.....	114
Tabel 4.6 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir Nspt Pondasi.....	118
Tabel 4.7 Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis Pondasi.....	119
Tabel 4.8 Korelasi Nilai SPT dengan Kepadatan Relatif, q_c , dan Sudut Geser Pondasi.....	120
Tabel 5.1 Hasil Analisa Perhitungan.....	154

DAFTAR GRAFIK

Grafik 2.1 Spektrum Respon Desain	36
Grafik 2.1 Perhitungan Geser Dasar Seismik	40

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perencanaan konstruksi bangunan sangat dipengaruhi oleh fungsi bangunan itu sendiri, dimana semua konstruksi yang bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu pondasi. Pembangunan gedung yang akan direncanakan harus memenuhi syarat-syarat konstruksi, terutama terhadap daya dukung tanah.

Pondasi adalah suatu jenis konstruksi yang menjadi dasar dan berfungsi sebagai penopang bangunan yang ada di atasnya untuk meneruskan atau menghantarkan beban luar kedalam tanah tanpa terjadi penurunan yang berlebih. Adapun pada bangunan tinggi, pondasi merupakan aspek yang sangat penting untuk meneruskan beban dari struktur atas kedalam lapisan tanah yang mempunyai daya dukung lebih kuat.

Tetapi mengingat padatnya proyek pembangunan yang telah dilaksanakan maupun yang sudah jadi, maka dengan terpaksa pembangunan selanjutnya harus dibangun pada suatu tanah yang memiliki daya dukung kurang memadai dimana sudut gesernya yang tidak memenuhi, maka akan timbul permasalahan apakah pembangunan tersebut layak atau tidak untuk segera dilaksanakan.

Keadaan tanah di bangunan Gedung pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ini dianalisa menggunakan uji tanah yaitu SPT (*Standard Penetration Test*). Dari hasil SPT lapisan tanah keras berada dikedalaman 8 meter dengan tanah berupa pasir sedikit kerikil dan sedikit lempung sedang dengan nilai $N = 38$ pukulan sehingga penurunan yang terjadi sangat kecil, Karena itu penulis mengambil judul **“Studi Perencanaan Struktur Bawah dengan Pondasi Tiang Bor pada Bangunan Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang”**.

1.2 Identifikasi Masalah

Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang (UNISMA) terdiri dari 6 lantai dengan perencanaan 6 lantai dan 1 atap. Yang terletak Jln. Mayjen Haryono No. 193, Dinoyo Malang. Konstruksi bangunan atas yang dipakai adalah konstruksi baja sedangkan bagian konstruksi bawah menggunakan pondasi tiang pancang.

Bangunan gedung ini terletak ditengah kota malang yang cukup padat dan dekat sekali dengan bangunan-bangunan besar, seperti gedung-gedung Fakultas UNISMA dan Dinoyo mall. Dan juga banyak fasilitas umum lainnya disekitar gedung.

Pembangunan dengan proses pemancangan akan menghasilkan getaran yang akan mengganggu aktivitas, dan bangunan lain disekitar proses pemancangan. Maka dari itu pondasi tiang pancang akan direncanakan ulang menggunakan pondasi tiang bor. Dengan pondasi ini diharapkan pergeseran tanah akan lebih kecil, dan tidak mengganggu bangunan lain.

1.3 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yaitu :

1. Berapa daya dukung pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
2. Berapa dimensi pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
3. Berapa penurunan pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
4. Berapa jumlah tulangan yang dipakai pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?

1.4 Maksud dan Tujuan

Maksud dari studi ini adalah untuk merencanakan ulang pondasi tiang pancang menjadi pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang.

Tujuan dari penulisan proposal ini adalah:

1. Untuk mengetahui daya dukung pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
2. Untuk mengetahui dimensi pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
3. Untuk mengetahui penurunan pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?
4. Untuk mengetahui jumlah tulangan yang dipakai pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang ?

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perencanaan ini adalah:

1. Perhitungan Struktur bawah Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Islam Malang
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.

Peraturan-peraturan yang digunakan untuk perencanaan ini :

1. SNI 172 6: 2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
2. SNI 2847 : 2013, Perstaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
3. SNI 1727 : 2013, Beban minimum perancangan bangunan Gedung dan struktur lain, dan PPPURG (1987).

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Pondasi

Menurut Ir. Rudi Gunawan pada bukunya yang berjudul Pengantar Teknik Pondasi, Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi memindahkan beban struktur atas ke dalam tanah yang kuat mendukungnya. Dalam perencanaan pondasi harus mampu menjaga kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar yang bekerja seperti beban angin, beban gempa.

Ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan pondasi yaitu :

1. Keadaan tanah pondasi

Keadaan tanah adalah factor paling penting dan utama dalam pilihan jenis pondasi, karena keterkaitan hubungannya dengan jenis tanah dan daya dukung tanah terhadap pondasi.

2. Batasan-batasan akibat konstruksi diatasnya

Kondisi struktur yang berada diatas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan.

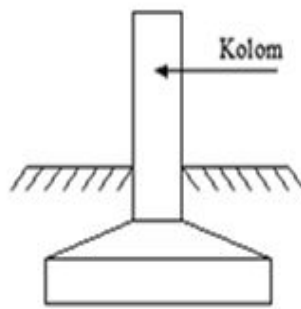
3. Batasan-batasan diluar struktur

Batasan luar yaitu seperti factor lingkungan, waktu pekerjaan, dan biaya. . (*Sumber: Anugrah Pamungkas & Erny Harianti-Desain Pondasi Tahan Gempa, hal: 16-17*)

2.2 Klasifikasi Pondasi

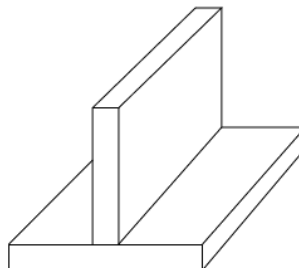
Dari beberapa faktor yang telah disebutkan diatas kita dapat menarik kesimpulan bahwa faktor keadaan tanah pondasi dalam hal ini letak lapisan tanah kerasnya memegang peranan penting dalam melakukan pertimbangan dalam menentukan jenis pondasi yang sesuai. Jenis pondasi yang mempertimbangkan letak lapisan kerasnya dibagi menjadi dua yaitu :

1. Pondasi Dangkal, menurut Terzaghi istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mempunyai perbandingan kedalaman galian pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar galian pondasi (B) lebih kecil atau sama dengan satu ($D/B \leq 1$). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari kedalaman galian (D), dimasukkan dalam kategori pondasi dangkal. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman ≤ 3 meter, misal : pondasi telapak, pondasi menerus, pondasi rakit. (*L. D. Wesley., Mekanika Tanah*)
 - a. Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi. Pondasi telapak terbuat dari beton bertulang dengan bentuk telapak persegi atau persegi panjang.



Gambar 2.1 Pondasi Telapak

- b. Pondasi telapak menerus adalah pondasi telapak yang dibuat memanjang sepanjang dinding bangunan.



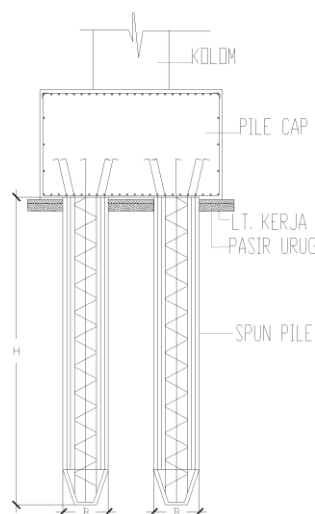
Gambar 2.2 Pondasi Menerus

- c. Pondasi rakit, didefinisikan sebagai bagian bawah struktur yang berbentuk rakit melebar keseluruhan dasar bangunan. Pondasi ini berguna untuk mendukung kolom-kolom yang letaknya berdekatan.



Gambar 2.3 Pondasi Rakit

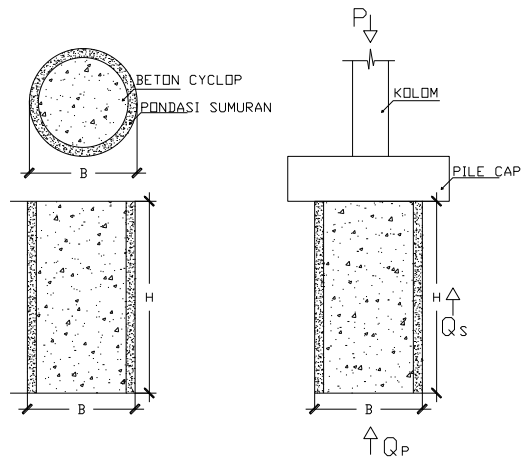
2. Pondasi Dalam, dipergunakan untuk pondasi suatu bangunan yang tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban bangunan, sehingga beban bangunan perlu dipindahkan ke lapisan yang lebih dalam. Pondasi dalam pada umumnya mempunyai kedalaman > 3 meter, misal : pondasi tiang pancang, pondasi sumuran, pondasi tiang bor.
- a. Pondasi tiang pancang, merupakan pondasi tiang yang dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan kedalam tanah hingga mencapai kedalaman tertentu.



Gambar 2.4 Pondasi Tiang Pancang

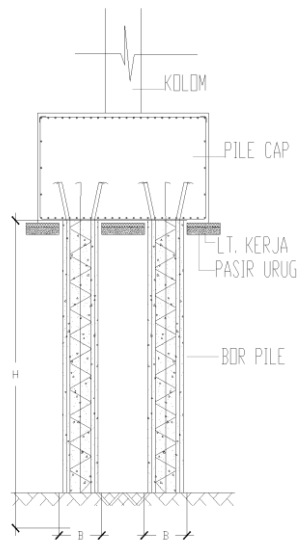
- b. Pondasi sumuran adalah bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pondasi ini digunakan apabila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

(Sumber: Hardiyatmo, Teknik Fondasi 1, 1996 : halaman 62)



Gambar 2.5 Pondasi Sumuran

- c. Pondasi Tiang bor adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya.



Gambar 2.6 Pondasi Tiang Bor

2.3 Klasifikasi Tanah

Suatu klasifikasi mengenai tanah adalah perlu untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat sifat tanah dalam menghadapi perencanaan dan pelaksanaan. Jadi, untuk maksud pemanfaatan contoh-contoh perencanaan yang digunakan dalam peraturan perencanaan. Berikut adalah tabel klasifikasi tanah :

Tabel 2.1 Sistem Klasifikasi Tanah (ASTM D 2487-66T)

Klasifikasi umum		Simbol klasifikasi	Nama jenis	Kriteria klasifikasi	
Tanah berbutir kasar, lebih dari 50% tertahan pada ayakan 74 μ	50% atau lebih bagian kasar dari butiran kasar tertahan pada ayakan 4,76 mm	Kerikil bersih	GW	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus	
			GP	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus	
		Kerikil berbutir halusnya	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil, pasir dan lanau	
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil, pasir dan lempung	
	50% atau lebih pasir kasar dari butiran kasar lolos melalui ayakan 4,76 mm	Pasir bersih	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran halus	
			SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran halus	
		Pasir berbutir halusnya	SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	
	Klasifikasi berdasarkan pada persentase butiran halus 50% atau kurang : GW, GP, SW, SP Lebih dari 12% : GM, GC, SM, SC 5% s/d 12% : Batasan Klasifikasi yang mempunyai simbol ganda.				$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 4 $U'_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1-3 Tidak sesuai dengan kriteria GW. Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4 Batas Atterberg terletak di atas garis A dan Index Plastisitas > dari 7 Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan penggolongan
	Tidak sesuai dengan kriteria SW Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4 Batas Atterberg terletak di atas garis A atau Index Plastisitas > dari 7 Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan klasifikasi				

Tanah berbutir halus lebih dari 50% lolos ayakan 74 μ	Lanau dan lempung LL ≤ 50	ML	Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padas, pasir halus berlanau atau berlempung
		CL	Lempung inorganik dengan plastisitas rendah atau sedang, lempung dari kerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas rendah
	Lanau dan lempung LL > 50	OL	Lanau organik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau organik
		MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau dari mika atau ganggang (diatomae), lanau elastis
		CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung dengan viskositas tinggi
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi
		PT	Gambut, lumpur hitam dan tanah berkadar Organik tinggi lainnya
		Dapat dibedakan dengan mata dan tangan ASTM lihat D 2488-66T.	

Diagram plastisitas

Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol

Indeks plastisitas I_P (%)

Batas cair W_L (%)

CH

A

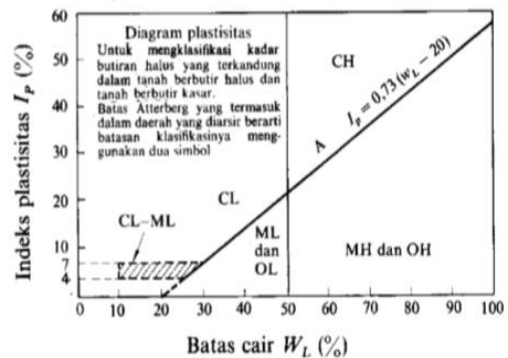
$I_P = 0.73(W_L - 20)$

CL

ML dan OL

MH dan OH

CL-ML



Tabel 2.2 Sistem Klasifikasi berdasarkan cara “Unified Classification”
(untuk tanah urugan dan tanah pondasi)

Klasifikasi Umum (1)	(2)	Simbol klasifikasi (3)	Jenis Tanah (4)	Penyesuaian sebagai pengisi (5)	Koefisien permeabilitas k (cm/det) (6)	Karakteristik pemadatan (7)	Berat Volume kering γ_d (t/m ³) (8)	Penyesuaian untuk tanah pondasi (9)	Penyesuaian permeabilitas (10)
Tanah berbutir kasar	Kerikil tanah dari pecahan kerikil	GW	Kerikil atau campuran kerikil dan pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, sedikit atau tanpa butiran halus	Sangat stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air pada tanggul atau bendungan	$> 10^{-2}$	Baik, traktor ban karet (rubber tire), penggilas roda baja (steel-wheel roller)	2,00-2,16	Daya dukung baik	Dinding halang (cut-off wall)
		GP	Kerikil atau campuran kerikil dan pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang jelek, sedikit atau tanpa butiran halus	Cukup stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air pada tanggul atau bendungan	$> 10^{-3}$	Baik, traktor ban karet (rubber tire), penggilas roda baja (steel-wheel roller)	1,84-2,00	Daya dukung baik	Dinding halang (cut-off wall)
		GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir dan lempung	Cukup stabil, tidak begitu cocok untuk bagian yg tidak kedap air, tetapi dipakai sebagai inti atau selimut yang kedap air	$10^{-3}-10^{-6}$	Baik, diperlukan pengawasan pekerjaan yang ketat, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller) dll	1,92-2,16	Daya dukung baik	Untuk parit kaki (toe trench) atau kadang-kadang tidak diperlukan
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir dan lempung	Agak stabil, dipergunakan sebagai inti yang kedap air	$10^{-4}-10^{-8}$	Baik, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller) dll	1,84-2,08	Daya dukung baik	Tidak perlu
	Pasir dan tanah berpasir	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, atau pasir dari pecahan kerikil, sedikit atau tanpa butiran halus	Sangat stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air, tetapi perlu untuk melindungi lereng	$> 10^{-3}$	Baik, traktor	1,70-2,08	Daya dukung baik	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang jelek, atau pasir dari pecahan kerikil, sedikit atau tanpa butiran halus	Cukup stabil, dipergunakan untuk penampang tanggul yang tidak begitu curam	$> 10^{-3}$	Baik, traktor	1,60-1,92	Daya dukung baik atau tidak baik tergantung pada berat volumenya	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	Agak stabil, tidak begitu cocok untuk bagian yang tidak kedap air, tetapi dipakai sebagai inti atau selimut yang kedap air	$10^{-3}-10^{-6}$	Baik, diperlukan pengawasan pekerjaan yang ketat, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller)	1,76-2,00	Daya dukung baik atau tidak baik tergantung pada berat volumenya	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	Agak stabil, dipergunakan sebagai inti yang kedap air untuk tanggul pengelak	$10^{-4}-10^{-8}$	Baik, penggilas kaki domba (sheep foot roller), penggilas dengan ban bertekanan	1,68-2,00	Daya dukung baik atau buruk	Tidak perlu
Tanah berbutir halus	Lanau dan Lempung LL < 50	ML	Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padat, pasir halus berlanau atau berlempung atau lanau berlempung dengan plastisitas rendah	Stabilitas buruk, dipakai sebagai tanah pengisi bila telah dikerjakan seperlunya	$10^{-3}-10^{-6}$	Baik atau buruk, pengawasan terhadap pekerjaan penting sekali, penggilas dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,52-1,92	Sangat buruk, kemungkinan timbulnya aliran	Untuk parit kaki atau kadang-kadang tidak diperlukan
		CL	Lempung inorganik, yang mempunyai plastisitas lebih rendah dari harga rata-rata, lempung dari kerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas kecil	Stabil, cocok untuk inti dan selimut kedap air	$10^{-6}-10^{-8}$	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba, penggilas dengan ban bertekanan	1,52-1,92	Daya dukung menjadi baik atau buruk	Tidak perlu
		OL	Lanau inorganik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau	Tidak cocok untuk tanah pengisi	$10^{-4}-10^{-6}$	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba, (sheep-foot roller)	1,28-1,60	Daya dukung menjadi baik atau buruk penurunan yang besar mungkin terjadi	Tidak perlu
	Lanau dan Lempung LL > 50	MH	Lanau inorganik, lempung halus berpasir atau berlanau yang mempunyai butiran mika atau ganggang (diatomae)	Stabilitas sedikit jelek, dipakai untuk inti dari bendungan pemampatan hidrolik, tetapi tidak cocok untuk pemadatan dengan penggilas	$10^{-4}-10^{-6}$	Buruk atau tidak cocok penggilas kaki domba (sheep-foot roller)	1,12-1,52	Daya dukung buruk	Tidak perlu
		CH	Lempung inorganik berplastisitas tinggi, lempung berviskositas tinggi	Agak stabil pada lereng yang landai, dipakai untuk inti yang tipis, selimut dan tanah tanggul	$10^{-6}-10^{-8}$	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba, (sheep-foot roller)	1,20-1,68	Daya dukung baik atau buruk	Tidak perlu
		OH	Lempung organik yang berplastisitas melebihi rata-rata, lanau organik	Tidak cocok untuk tanah pengisi	$10^{-6}-10^{-8}$	Buruk atau tidak cocok, penggilas kaki domba (sheep-foot roller)	1,04-1,06	Daya dukung sangat buruk	Tidak perlu
	Tanah organik ekstrim	Pt	Gambut (peat) dan tanah organik ekstrim lainnya	Tidak dipakai untuk konstruksi		Tidak praktis bila dipakai setelah pemadatan		Dikeluarkan dari tanah pondasi dan tidak dipergunakan	

Catatan: 1. Nilai-nilai pada kolom (6) dan (8) hanya merupakan Nilai Standar. Perencanaan diambil dari hasil-hasil test.
2. Pada kolom (7), bila kondisi kelembaban dan dalamnya pengaruh tekanan dipilih baik-baik, kerapatan yang diperlukan dapat diperoleh dengan mesin-mesin yang disebutkan di atas, dengan frekuensi yang sesuai.

(sumber : Kazuto Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 1980 : 3-

2.3.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan

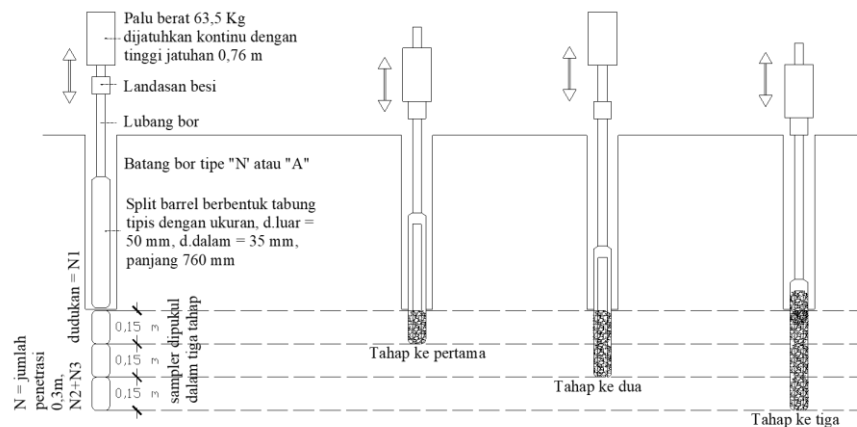
Pengujian dilapangan dilakukan untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban pondasi. Pengujian yang dilakukan oleh proyek Gedung Pascasarjana Universitas Islam Malang yaitu test SPT.

2.3.2 Uji penetrasi standart atau SPT (*Standart Penetration Test*)

Pada pengujian ini sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif langsung dilapangan. Prosedur uji SPT tercantum dalam SNI 4153:2008- Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT.

Prosedur pengujian mengikuti urutan sebagai berikut:

- 1 Pasang *split barrel sampler* pada pipa bor, dan pada ujung lainnya disambungkan dengan pipa bor yang telah dipasang blok penahan
- 2 Masukkan peralatan uji SPT ke dalam dasar lubang bor atau sampai kedalaman pengujian yang diinginkan
- 3 Beri tanda pada batang bor mulai dari muka tanah sampai ketinggian 15 cm, 30 cm dan 45 cm.
- 4 Tarik tali pengikat palu (*hammer*) sampai pada tanda yang telah dibuat sebelumnya (kira-kira 75 cm)
- 5 Catat jumlah pukulan N pada setiap penetrasi 15 cm: 15 cm pertama dicatat N1; 15 cm ke-dua dicatat N2; 15 cm ke-tiga dicatat N3; Jumlah pukulan yang dihitung adalah $N2 + N3$. Nilai N1 tidak diperhitungkan karena masih kotor bekas pengeboran.



Gambar 2.7 Gambar Prosedur pengujian SPT

2.3.3 Persyaratan Pondasi Tiang Bor Terhadap SPT

Berikut adalah tabel korelasi empiris yang sering digunakan untuk interpretasi hasil uji SPT.

Tabel 2.1 Korelasi Kepadatan Relatif (D_r) Tanah Pasir dengan N_{SPT}

Kondisi Tanah Pasir	Kerapatan Relatif(D_r)	Nilai SPT	Nilai tahanan konus (q_c)	ϕ
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30°
Tidak padat	0,2 – 0,4	04-Okt	20 - 40	30 - 45
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35 - 40
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40 - 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45°

(Sumber : Mekanika Tanah II, 2011 : 30)

Data yang diperoleh dititik boring pada kedalaman 8 m mempunyai nilai SPT = 38. Tanah dengan N_{spt} 30-50 menunjukkan bahwa tanah tersebut tanah padat. Sehingga layak digunakan pondasi tiang bor.

2.4 Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang di buat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (*sumber : Kazuto Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 1980 : 91*)

2.5 Pondasi Tiang Bor

2.5.1 Teori Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Pondasi ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membuat lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air atau lembek, maka dibutuhkan pipa atau casing untuk dinding lubang dan akan ditarik keluar pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk memenuhi tahanan dukung ujung tiang.

Adapun beberapa keuntungan penggunaan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Getaran dan keriuhan pada saat pelaksanaan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium
4. Tiang bor dapat dipasang menembus batuan
5. Diameter tiang memungkinkan dibuat besar
6. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah
7. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan

Selain mempunyai beberapa keuntungan penggunaan pondasi tiang bor seperti yang disebutkan diatas, penggunaan tiang bor juga memiliki kerugian sebagai berikut :

1. Pengeoran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. Pembesaran ujung bawah tanah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

(Sumber : Hari Christady Hardiyatmo, Teknik Pondasi 2, 2006 : 67)

Secara umum, metode pelaksanaan konstruksi tiang bor adalah dengan menggali lubang secara manual kemudian dilakukan pengecoran beton. Berikut macam metode pelaksanaan tiang bor :

1. Pelaksanaan dengan cara kering (*Dry Method*)
Cara ini sesuai untuk tanah kohesif dan pada tanah dengan elevasi muka air tanah dibawah lubang bor, sehingga pengecoran dapat dilakukan sebelum tanah masuk ke daam lubang bor.
2. Pelaksanaan dengan *casing*
Casing diperlukan jika runtuh tanah berlebihan dalam lubang bor dapat terjadi. *Casing* juga dibutuhkan pada pengecoran di atas tanah atau didalam air misalnya untuk dermaga atau jembatan.

2.5.2 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Daya dukung merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak diatasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tahan untuk melawan penurunan akibat pembebanan.

(Sumber: Hardiyatmo, Teknik Fondasi 1, 1996 : halaman 66)

2.5.1.1 Daya Dukung Aksial Pondasi

1. Daya Dukung Aksial Tunggal

Daya dukung pondasi tiang bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang, yang dapat dinyatakan dalam bentuk:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \dots\dots\dots(1)$$

Keterangan :

Q_u = daya dukung ultimit pondasi tiang bor (ton)

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

W_p = berat pondasi tiang (ton)

(Sumber : *Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 53*)

` a. Daya Dukung Aksial Tunggal Dari Data SPT

Sementara itu, penentuan daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data SPT antara lain diberikan oleh Meyerhof (1956) dengan ketentuan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = (40. Nb. A_p) + (0,2. N. A_s) \dots\dots\dots(2)$$

Keterangan :

Q_u = Daya dukung ultimit pondasi tiang (ton)

Nb = Nilai N_{SPT} pada tanah sekitar dasar tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

N = Nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang

40 = Karakteristik Tanah Pasir

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor baja H, maka daya dukung selimut hanya diambil separuh formula diatas, sehingga:

$$Q_{ult} = (40. N_b. A_p) + (0,1. N. A_s) \dots\dots\dots(3)$$

Nilai N_b disarankan untuk dibatasi sebesar 40 sedangkan F_s (yaitu 0,2 N) disarankan untuk tidak melebihi 10 ton/m².

(Sumber : *Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 43*)

2.5.1.2 Daya Dukung Aksial Kelompok

1. Menentukan daya dukung kelompok tiang
 - a. Daya dukung kelompok tiang dapat ditentukan dengan menentukan jumlah total dari daya dukung seluruh tiang, yaitu dengan rumus :

$$\sum Q_u = m \times n (Q_p + s) \dots\dots\dots (4)$$

$$= m \times n [(A_p \times q_p) + \sum (p \times \Delta L \times f_s)] \dots\dots\dots (5)$$

Keterangan :

A_p = luas penampang tiang tunggal (m²)

p = keliling tiang (m)

ΔL = panjang segmen tiang (m)

q_p = daya dukung ujung tiang (ton/m²)

f_s = tahanan selimut (ton/m²)

Setelah menentukan jumlah total daya dukung tiang langkah selanjutnya adalah menentukan daya dukung dari balok kelompok tiang yang berukuran $L_g \times B_g \times H$:

$$\sum Q_u = L_g \times B_g \times q_p + \sum [2 \times (L_g + B_g) \times \Delta L \times f_s] \dots\dots\dots (6)$$

Keterangan : :

L_g = panjang balok

B_g = lebar balok

Setelah itu bandingkan kedua $\sum Q_u$ dan gunakan nilai terkecil sebagai kapasitas daya dukung ultimit dari kelompok tiang.

(Sumber : *Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 78*)

b. Menentukan daya dukung kelompok tiang

$$Q_{pg} = E_g \times n_{tiang} \times Q_a$$

Dimana :

Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang

E_g = Efisiensi kelompok tiang

n_{tiang} = jumlah tiang

Q_a = Daya dukung ijin tiang

(Sumber : *Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76*)

c. Jarak tiang Pondasi yang dirumuskan sebagai berikut:

$$s = \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m + n - 2}$$

(Sumber : *Bowles, Foundation Analysis and Design. 1982 : 674*)

Kebanyakan peraturan bangunan menyatakan jarak minimum antara tiang sebesar 2 kali diameter sedangkan jarak optimal antara tiang umumnya adalah antara 2,5 – 3 kali diameter, yang kemudian dapat didasarkan pada ketentuan sebagai berikut:

- 1) Jika $S > 3.D$, daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh daya dukung tiang ($E_g \geq 1$)
- 2) Jika $2,5 \leq S \leq 3.D$, maka gunakan formula efisiensi yang ada. ($E_g < 1$)

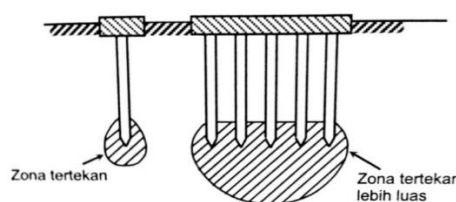
(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77)

Efisiendi kelompok tiang didefinisikan sebagai berikut :

$$E_g = \frac{\text{daya dukung kelompok tiang}}{\text{jumlah tiang} \times \text{daya dukung tiang tunggal}}$$

Dalam sistem kelompok tiang, baik pada ujung maupun pada keliling tiang akan terjadi *overlapping* (tumpang tindih) pada daerah yang mengalami tegangan akibat beban kerja struktur sehingga menimbulkan daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang. Pada tiang gesek (pondasi tiang pada tanah lempung atau pasir) maka *overlapping* tegangan akan terjadi disekitar tiang yang akan mempengaruhi daya dukungnya. Karena jarak antara tiang tidak dapat dibuat terlalu besar maka pengaruh kelompok tiang ini tidak dapat dihindarkan sehingga daya dukung kelompok tiang dapat lebih kecil dari jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah banyak diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, jarak relatif dan diameter tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. (Hardiyatmo.H.C, Analisis dan Desain Fondasi II, 2015 : 218) Persamaan efisiensi tiang adalah sebagai berikut

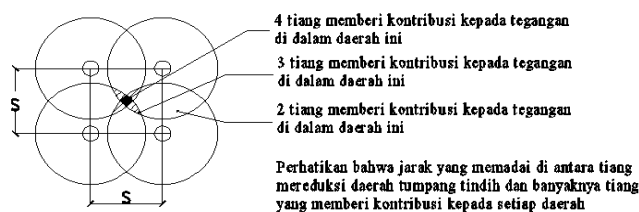


(a) Tiang Tunggal

(b) Kelompok Tiang

Gambar 2.8 Perbandingan zona tanah tertekan
(Tomlinson. 1977)

Dalam sistem kelompok tiang, baik pada ujung maupun pada keliling tiang akan terjadi *overlapping* (tumpang tindih) pada daerah yang mengalami tegangan akibat beban kerja struktur sehingga menimbulkan daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang. Daerah pengaruh tegangan pada kelompok tiang atau yang kemudian disebut *overlapping* zona tegangan di sekitar tiang ini bergantung pada jarak antar tiang dimana jarak antar tiang yang memadai diantara tiang akan mereduksi tumpang tindih dari banyaknya tiang yang memberi kontribusi kepada tiap daerah.



Gambar 2.8 Ilustrasi *Overlapping* Zona Tegangan disekitar Kelompok Tiang

2. Efisiensi kelompok tiang

1) Formula Sederhana

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok).

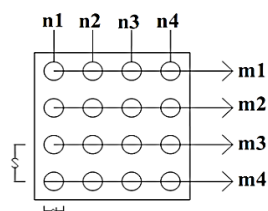
$$E_g = \frac{2(m+n-2)s+4D}{p \cdot m \cdot n} \dots\dots\dots(8)$$

Keterangan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = jumlah tiang pada deretan baris

n = jumlah tiang pada deretan kolom



Gambar 2.9 Baris Kelompok Tiang

s = jarak antar tiang
 D = diameter tiang
 p = keliling dari penampang tiang

2) Formula Converse - Labarre

$$E_g = 1 - \left[\frac{(n-1).m+(m-1).n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \theta \dots\dots\dots(8)$$

Dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) \dots \text{dalam derajat}$

(Sumber : Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 76)

3) Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m \cdot (n - 1) + (m - 1) \cdot (n - 1) \sqrt{2}] \dots\dots\dots(9)$$

Dimana besaran – besaran dalam persamaan diatas sesuai dengan definisi sebelumnya.

4) Formula seiler – Keeney

$$E_g = \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75-s^2-7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \dots\dots\dots(10)$$

Dimana s dinyatakan dalam meter

(Sumber : GEC UNPAR, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 77-78)

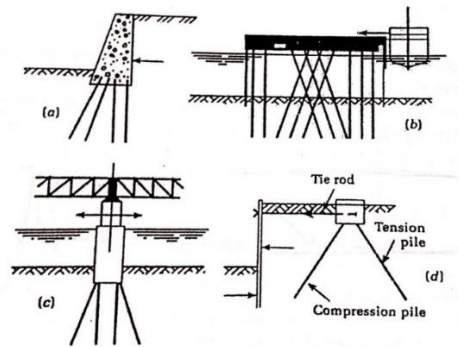
2.5.1.3 Daya Dukung Lateral Pondasi

Beban lateral dan momen dapat bekerja pada pondasi tiang akibat gaya gempa, gaya angin pada struktur atas, beban static seperti misalnya tekanan aktif tanah pada *abutment* jembatan, atau gaya tumbukan kapal dan lain-lain. Dalam analisis, kondisi kepala tiang bebas (*free head*) dan kepala tiang terjepit (*fixed head* atau *restrained*).

Gaya horizontal ultimit dinyatakan oleh Paulos dan Davis (1980) dengan perancangan pondasi tiang yang tiang yang menahan gaya lateral, harus memperhatikan 2 kriteria, yaitu :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan ultimit harus memenuhi.
2. Defleksi yang terjadi akibat beban yang bekerja harus dalam batas-batas toleransi.

Metode analisis yang dapat digunakan adalah Metode Broms (1964), Metode Brinch Hansen (1961), dan Metode Rees-Matlock (1956). Dalam perhitungan pondasi tiang yang menerima beban lateral, disamping kondisi kepala tiang umumnya tiang juga perlu dibedakan berdasarkan perilakunya sebagai pondasi tiang pendek (tiang kaku) atau pondasi tiang panjang (tiang elastis).



Gambar 2.10 Kondisi Pembebanan lateral pada pondasi tiang

(Sumber :Tomlinson (1994),Mengutip dari :GEC, Manual Pondasi Tiang,2005 : 63)

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_b}} \dots (\text{dalam satuan panjang}) \dots (11)$$

Keterangan :

E_p = modulus elastisitas tiang (ton/m²)

I_p = momen inersia tiang (m⁴)

η_b = konstanta modulus *subgrade* tanah

T = faktor kekauan

Tabel 2.4 Kriteria Jenis Perilaku Tiang

Jenis Perilaku Tiang	Kriteria
Pendek (kaku)	$L \leq 2 T$
Panjang (elastis)	$L \leq 4 T$

a. Metode Analisis

Metode Broms

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 0,67 \cdot x_o) \text{ dengan } X_o = 0,82 \cdot \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5} \dots\dots(12)$$

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0,67 \cdot x_o} \dots\dots\dots(13)$$

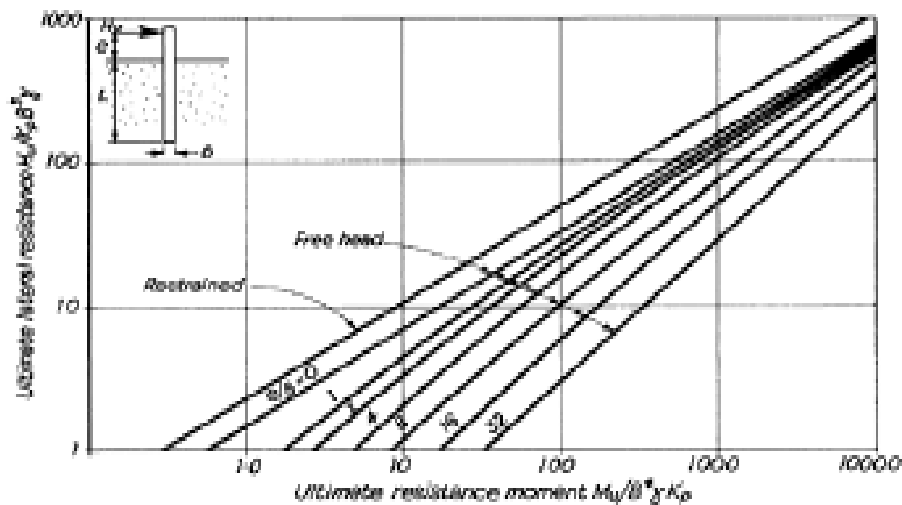
Keterangan :

M_u = momen kapasitas ultimit dari penampang tiang (kNm)

x_o = kedalaman di bawah permukaan tanah, dihitung dari kepala tiang (m)

e = jarak dari H_u ke permukaan tanah (m)

H_u = beban horizontal ultimit (kN)



Gambar 2.11 Hubungan $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \Gamma$

2.5.1.4 Daya Dukung Ijin Tiang

Penentuan daya dukung ijin (Q_a atau Q_{all}) dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} \dots\dots\dots(15)$$

Keterangan : Q_a = Daya dukung ijin tiang
 Q_u = Daya dukung ultimit tiang
 FK = Faktor keamanan

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005 : 42)

Menurut Reese & O' Neil, 1989 menentukan faktor keamanan dapat dilihat dalam tabel berikut ini:

Tabel 2.5 Faktor Keamanan untuk Pondasi Dalam

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Keterangan:

1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.
2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api, dan memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.
4. Kontrol Baik : kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi di laksanakan secara ketat.
5. Kontrol normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi diatas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.

6. Kontrol kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

2.6 Penurunan Pondasi

2.6.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan besarnya penurunan elastis atau penurunan seketika pada pondasi tiang tunggal, dapat digunakan dua metode, yaitu metode semi-empiris dan metode empiris.

1. Metode Semi Empiris

Untuk perencanaan, penurunan elastis pondasi tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut :

$$S_e = S_s + S_p + S_{ps} \dots \dots \dots (16)$$

Keterangan :

S_e = penurunan elastis total pondasi tiang tunggal

S_s = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

S_p = penurunan dari ujung tiang

S_{ps} = penurunan dari akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Ketiga komponen ini dihitung secara terpisah dan kemudian dijumlahkan.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha + Q_s).L}{A_p + E_p} \dots \dots \dots (17)$$

Keterangan :

Q_p = beban yang didukung ujung tiang (ton)

Q_s = beban yang didukung selimut tiang (ton)

L = panjang tiang (m)

A_p = luas penampang tiang (m²)

E_p = modulus elastisitas tiang (ton/m²)

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang pondasi tiang

Vesic (1997) menyarankan nilai $\alpha = 0,5$ untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolik sepanjang tiang. Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol dipuncak dan maksimum didasar) nilai $\alpha = 0,67$. Distribusi tegangan dapat diperoleh secara empiris dengan memantau gesekan selimut saat uji pembebanan tiang.

$$S_p = \frac{C_p \times Q_p}{D + q_p} \dots \dots \dots (18)$$

Keterangan :

C_p = koefisien empiris (Tabel 2.4)

Q_p = perlawanan ujung dibawah beban kerja atau beban ujung yang diijinkan (ton)

q_p = tahanan ujung tiang (ton/m²)

Dalam perkiraan ini telah diasumsikan bahwa ketebalan lapis pendukung dibawah ujung tiang sekurang-kurangnya 10 x diameter tiang. Nilai C_p menurut anjuran Vesic diberikan dalam Tabel Berikut :

Tabel 2.6 Nilai koefisien C_p (Sumber : Vesic, 1997)

Jenis Tanah	Tiang pancang	Tiang bor
Pasir (padat hingga lepas)	0.02-0.04	0.09-0.018
Lempung (teguh hingga lunak)	0.02-0.03	0.03-0.06
Lanau (padat hingga lepas)	0.03-0.05	0.09-0.12

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang dapat dihitung dengan formula sebagai berikut :

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E} \cdot (1 - v_s^2) \cdot I_{ws} \dots \dots \dots (19)$$

Keterangan =

$\frac{Q_{ws}}{p \cdot L}$ = Gesekan rata-rata sepanjang tiang

P = keliling tiang

L = panjang tiang tertanam

- D = diameter atau sisi tiang
 E_s = modulus elastisitas tanah
 ν_s = angka poisson tanah
 I_{ws} = factor pengaruh = $2 + 0,35\sqrt{L/D}$

2. Metode Empiris (Vesic, 1970)

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p + E_p} \dots \dots \dots (20)$$

Keterangan :

- S = penurunan total di kepala tiang (inci)
D = diameter atau sisi tiang (inci)
Q = beban kerja (pon atau *lbs*)
 A_p = luas penampang tiang (inci²)
 E_p = modulus elastis tiang (pon/in² atau psi)

2.6.2 Penurunan Kelompok Tiang pada Tanah Pasir

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar dari pada pondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

1. Metode Vasic (1977)

Vesic (1977) memberikan formula sederhana sebagai berikut :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots \dots \dots (21)$$

Keterangan :

- S = penurunan pondasi tiang tunggal
 S_g = penurunan kelompok tiang
 B_g = lebar kelompok tiang
D = diameter atau sisi tiang tunggal

2. Cara Mayerhof (1976)

Mayerhof (1976) memberikan formula empiris yang sederhana untuk memperkirakan penurunan kelompok tiang berdasarkan hasil uji penetrasi standar (SPT).

Berdasarkan hasil SPT

$$S_g = 2 \cdot q \cdot \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}} \dots \dots \dots (22)$$

$$I = \left[1 - \frac{L}{8 \cdot B_g} \right] \geq 0.5 \dots \dots \dots (23)$$

Keterangan :

- q = tekanan pada dasar pondasi (ton/ft²)
- B_g = lebar kelompok tiang (ft)
- N = nilai rata-rata N_{spt} terkoreksi pada kedalaman = B_g dibawah kelompok tiang
- L = panjang tiang

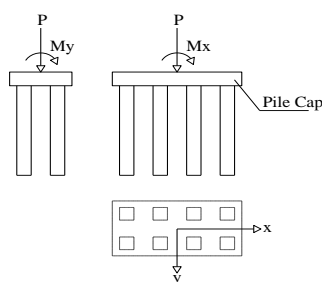
Untuk pasir kelanauan, nilai S_g dari persamaan diatas harus dikali dua.

(Sumber : *Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 79-80*)

2.7 Perencanaan Pile Cap

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau Tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas yang sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja ini akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung.



Gambar 2.12 *Pilecap* Pondasi

$$P_{\max} - \min = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \dots \dots \dots (24)$$

Keterangan :

P_{\max} = beban maksimum yang diterima oleh pondasi

P_u = jumlah total beban normal atau gaya aksial

M_x = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x

M_y = momen yang bekerja pada bidang lurus tegak y

np = jumlah pondasi

x, y = jarak pondasi terhadap titik berat x dan y

Bila P maksimum yang terjafi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negative, maka pile mendapatkan gaya Tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan tau Tarik bila ada.

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, *Pondasi Tahan Gempa*, 2013 : 57-58)

2.7.1 Kontrol Geser Pons *Pilecap*

$$a. \phi V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \dots \dots \dots (25)$$

$$b. \phi V_c = \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \dots \dots \dots (26)$$

$$c. \phi V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \dots \dots \dots (27)$$

Keterangan :

d = Tinggi efektif

b_o = bidang kritis geser pons yaitu $4(c + d)$

c = lebar bidang

β_c = perbandingan sisi panjang dan pendek kolom

$$\alpha_s = 40 \text{ (jika termasuk kolom dalam)}$$

2.8 Pembebanan

Konstruksi pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari:

2.8.1 Beban mati

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3, Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan lain termasuk berat keran. Beban mati yang bekerja pada struktur bangunan ini berupa beban yang berasal dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan antara lain adalah sebagai berikut :

- a. Beban struktur beton bertulang (beban sendiri) = 2400 Kg/m^3
- b. Beban pasangan dinding = 1700 Kg/m^3
- c. Berat spesi per cm tebal = 21 Kg/m^2
- d. Berat penutup lantai per cm tebal = 24 Kg/m^2

Analisis pembebanan struktur portal menggunakan beban-beban berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG-1983)

2.8.2 Beban hidup

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 4, beban hidup adalah beban yang di akibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi, seperti beban air hujan, beban gempa, beban banjir.

Beban hidup yang diperlukan/digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung,

Beban hidup gedung yang adalah beban yang bekerja pada gedung yang diakibatkan oleh:

- 1. Beban hidup lantai ruang kuliah = 250 kg/m^2
- 2. Beban hidup atap datar = $91,2 \text{ kg/m}^2$

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia 1987 dan SNI 1727-2013)

2.8.3 Beban gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau dengan menggunakan SNI 1726 : 2012. Fungsi response spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa sebagaimana ketentuan dalam SNI 03-1726-2012, serta mempertimbangkan kondisi tanah dilokasi rencana struktur bangunan.

Parameter-parameter perhitungan gaya gempa berupa *base shear* mengacu pada ketentuan yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2012. Penjelasan metode perhitungan pembebanan gempa dapat diperhatikan tentang analisa seismik.

1. Menentukan Kategori Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan *I_e* menurut Tabel 2.5

Tabel 2.7 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung
untuk Beban gempa

Pemanfaatan Bangunan Atau Struktur	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, dan IV	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	III
Gedung dan non gedung, yang tidak termasuk kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan	IV
Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang ditetapkan instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV.	

Sumber : Tabel 1 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.8 Faktor Keamanan Gempa

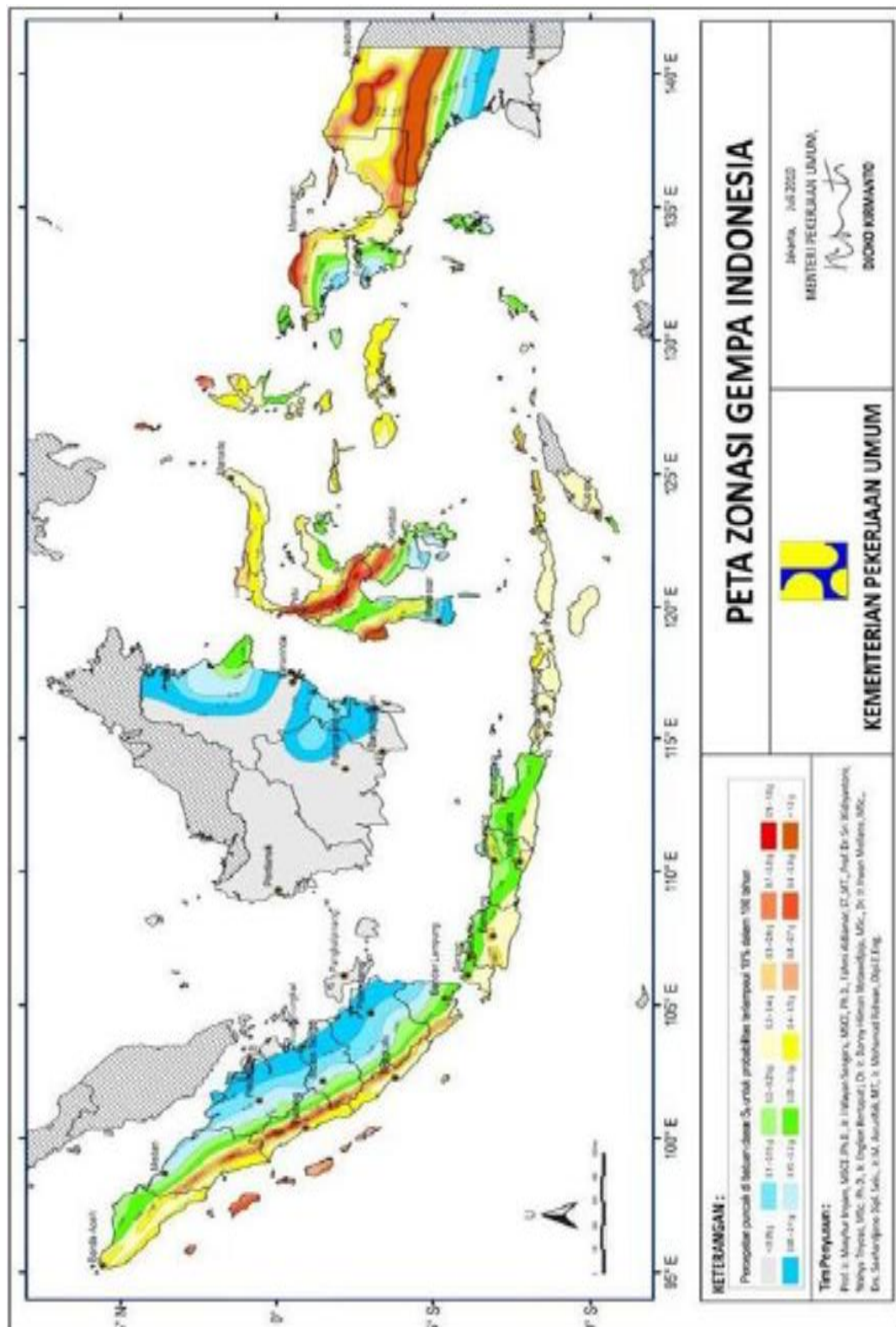
Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I dan II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : Tabel 2 SNI 1726 – 2012

2. Menentukan Parameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)

Parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek S_s dan percepatan batuan dasar perioda 1 detik S_1) harus ditetapkan masing-masing dari respon spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi.

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs tersebut harus diklasifikasikan dalam beberapa kelas situs yakni SA (batuan keras, SB (batuan), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).



3. Menentukan Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs dapat ditetapkan dengan tiga parameter, yaitu :

- Kecepatan rata-rata gelombang geser (V_s).
- Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata (N), atau tahanan penetrasi standar rata-rata untuk lapisan non kohesif.
- Kuat geser niralin rata-rata (S_u).

Ketentuan mengenai penggunaan parameter dijelaskan dalam SNI pasal 5.3 dan 5.4.

Tabel 2.9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s	N or N_{ch}	\bar{S}_u
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	<175 m/s	<15	<50 kN/m ²
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ul style="list-style-type: none"> - Indeks plastisitas, $PI > 20$ - Kadar air, $w \geq 40\%$ - Kuat geser niralin $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, maha tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

4. Menentukan Koefisien Situs

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait

percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SMI) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{ms} = F_a \times S_s \dots \dots \dots (28)$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1 \dots \dots \dots (29)$$

Dimana :

S_s : parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek; S_1 : Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.10 Koefisien Situs (F_a)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 2.11 Koefisien Situs (F_v)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi
- S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek SDS dan pada perioda 1 detik SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots \dots \dots (30)$$

$$S_D = \frac{2}{3} S_{M1} \dots \dots \dots (31)$$

1. Menghitung parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain SDS dan SD1 dihitung dengan persamaan :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots \dots \dots (32)$$

dan

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots \dots \dots (33)$$

Dengan nilai SMS dan SMq dihitung dengan persamaan :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots \dots \dots (34)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots \dots \dots (35)$$

2. Menentukan Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu gambar 2.1 dan mengikuti ketentuan :

- a. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain

(S_a) harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \dots \dots \dots (36)$$

- b. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) sama dengan SDS

- c. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(37)$$

Dengan :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

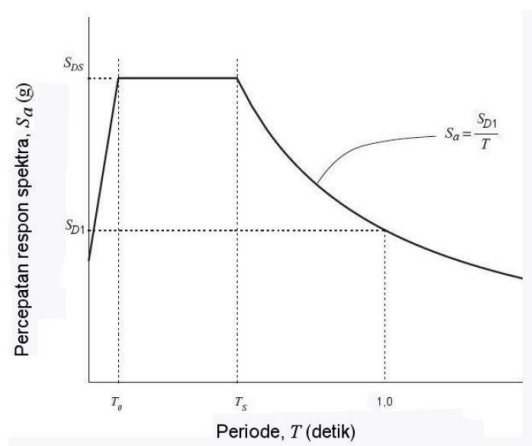
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(38)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots 39)$$

Berikut adalah grafik respons desain



Grafik 2.1 Spektrum Respon Desain

3. Menentukan Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik S_1

lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dgn kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik S_I lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, SDS dan SDI . Masing- masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.5 atau 2.6, terlepas dari nilai perioda fundamental getaran struktur (T). Apabila lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.5 saja, di mana berlaku semua ketentuan di bawah :

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan perioda fundamental struktur (T_a) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 (SNI 1726 :2012) adalah kurang dari $0,8 T_s$
2. Pada masing-masing dua arah orthogonal, perioda fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_S .
3. Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan di pasal 7.3.1 (SNI 1726 : 2012) atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons

Percepatan pada Periode Pendek

S_{DS}	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Tabel 2.13 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan

pada Periode 1 Detik

S_{D1}	Kategori Resiko	
	I / II / III	IV
$SDS < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

4. Batasan Periode fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel 2.7 dan periode fundamental pendekatan (T_a). sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur (T) diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan (T_a). Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_s = C_t \times h_n^x \dots \dots \dots (40)$$

Keterangan :

h_n : adalah ketinggian struktur (m) dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t : ditentukan dari tabel 2.10

x : ditentukan dari tabel 2.10

$$T_{\max} = C_u \times T_a \dots \dots \dots (41)$$

Dengan:

C_u : ditentukan dari tabel 2.9

Tabel 2.14 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik (SD1)	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.15 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka Baja pemikul momen	$0,0724^a$	0,8
Rangka beton pemikul momen	$0,0466^a$	0,9
Rangka baja bresing eksentris	$0,0731^a$	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	$0,0731^a$	0,75
Semua system struktur lainnya	$0,0488^a$	0,75

5. Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \dots \dots \dots (42)$$

Keterangan :

C_s : koefisien respons Seismik

W : Berat Seismik efektif

Koefisien respons seismic (C_s) harus ditentukan sesuai dengan ;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \dots \dots \dots (43)$$

Keterangan :

S_{DS} : Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R : faktor modifikasi respons

I_e : faktor keutamaan gempa dalam tabel 2.5

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi kuat berikut ini :

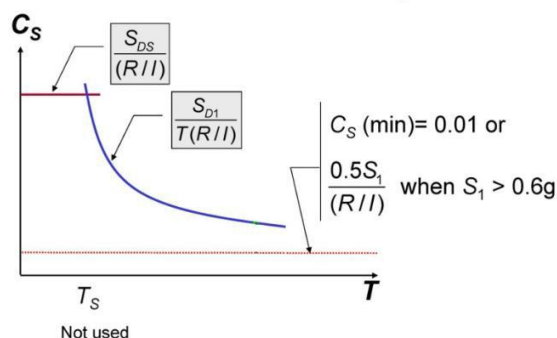
$$C_s = \frac{S_{DS}}{T x R/I_e} \dots \dots \dots (44)$$

Dan C_s harus tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Equivalent Lateral Force Procedure

Determine Base Shear: $V = C_s W$



Grafik 2.2 Perhitungan Geser Dasar Seismik

2.9 Penulangan

2.9.1 Penulangan Pilecap Pondasi

Perhitungan penulangan pilecap pondasi adalah sebagai berikut:

1. Lebar penampang kritis B'

$$B' = \text{lebar pile cap}/2 - \text{lebar kolom}/2$$

2. Berat pilecap pada penampang kritis q'

$$q' = 2,4 \times L$$

$$M_u = 2 (P_u / 4)(s) - \frac{1}{2} q' B'^2$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2} a)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

Dimana $A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah tulangan}$

(Sumber : Pamungkas dan Harianti, Pondasi Tahan Gempa, 2013 : 95-96)

2.9.2 Penulangan Pondasi Bor Pile

Karena pondasi tiang bor bentuknya lingkaran, maka perhitungan tulangan dihitung seperti kolom bulat, pendekatan dilakukan dengan menggunakan metode luas penampang metode ekuivalen. Menurut SNI-2847-2013 pasal 22.7.7 Kolom atau pedestal beton bulat atau berbentuk poligon beraturan diizinkan untuk diperlakukan sebagai komponen struktur bujursangkar dengan luas yang sama untuk lokasi penampang kritis untuk momen dan geser. Yaitu :

1. Tebal penampang ke arah lendutan diambil

$$t = 0,80 \times h$$

2. Lebar ekuivalen (b) adalah

$$b = \frac{A_g}{0,8 \times h}$$

3. Menentukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan (d') dan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (d_{efektif})

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \frac{1}{2} \times d \text{ tulangan pokok}$$

Tabel 2.16 Ketebalan Selimut Beton menurut SNI 2847:2013

Beton cor setempat (non-prategang)	
	Selimut beton, mm
(a) Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah	75
(b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca:	
Batang tulangan D-19 hingga D-57	50
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	40
(c) Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah:	
Slab, dinding, balok usuk:	
Batang tulangan D-44 dan D-57	40
Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil	20
Balok, kolom:	
Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral	40
Komponen struktur cangkang, pelat lipat:	
Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar	20
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	13

4. Luas penampang pondasi

$$A_g' = \left[\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right]$$

5. Luas tulangan penampang baja

Menurut SNI-2847-2013 pasal 10.9.1 luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (1% - 8% A_g)

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho (1\% - 8\%) \times A_g$$

6. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{nb}) dan momen ultimate beton (M_{nb})

Pemeriksaan beban dilakukan dalam

- a. kondisi seimbang

- b. kondisi seimbang dengan $1,25 f_y$
- c. kondisi patah desak ($c > c_b$)
- d. kondisi patah tarik ($c < c_b$)
- e. kondisi lentur murni $d' < c < y_2$; dimana y_2 adalah $y_1 = d'$ ditambah jarak antara tulangan.

Kuat beban aksial maksimum menurut SNI-2847-2013 Pasal 10.3.6.1 Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yaitu:

$$\phi P_n \max = 0,85 \phi \cdot [0,85 f_c' (A_g - A_{sada}) + f_y \cdot A_{sada}] \dots\dots\dots(50)$$

Menurut SNI-2847-2013 Pasal 10.3.7 Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen maksimum yang mungkin menyertai beban aksial. Beban aksial terfaktor P_u dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui nilai ϕP_n ($\phi P_n > P_u$) . Menurut SNI-2847-2013 Bab C.9.3.5, Pasal 22, ϕ harus sebesar 0,65 untuk lentur, tekan, geser, dan tumpuan beton polos struktur.

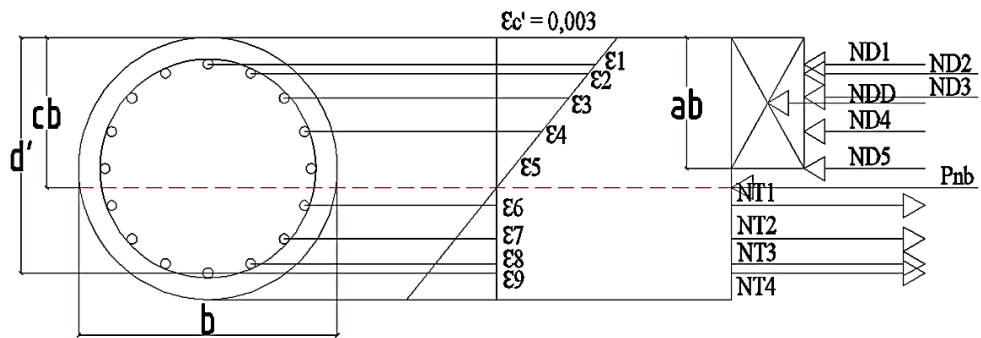
Regangan tekan baja (ϵ_s')

$$\epsilon_s' = \frac{Cb - d'}{Cb} \cdot \epsilon_c' \quad ;$$

ϵ_c' = regangan maksimum yang terjadi 0,003

Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$, maka kondisi baja tekan “leleh” sehingga tegangan tekan baja $f_s' = f_y$.

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$, maka kondisi baja tekan “belum leleh” sehingga tegangan tekan baja $f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$



Gambar 2.15 Contoh Diagram Tegangan dan Regangan

Perhitungan beban ultimate (P_{nb}) dan momen ultimate (M_{nb})

Beban ultimate (P_{nb})

$$P_{nb} = (0,85 \times f_c' \times b_{ekivalen} \times ab) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y) \dots\dots\dots(51)$$

Momen ultimate beton (M_{nb})

$$M_{nb} = 0,85 \times f_c' \times b \times ab \left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + (A_s \times f_s' \times \frac{h}{2} - d') + (A_s \times f_y \times \left(\frac{h}{2} - (d' + x) \right)) \dots\dots\dots(52)$$

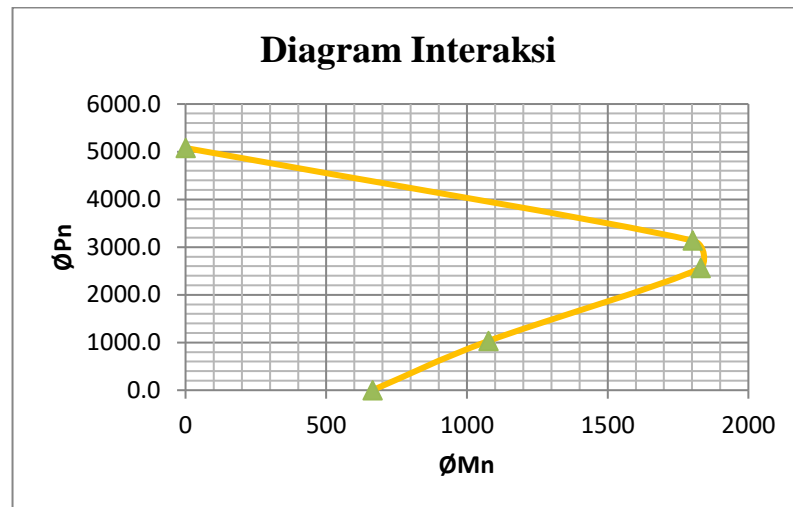
Dimana:

$$a_b = \text{Lebar daerah tekan} = \beta \times c_b$$

$$c_b = \text{kedaan seimbang} = \frac{600 \times d}{600 + f_y}$$

$$d = h - d'$$

$$f_s' = \text{Tegangan tekan tulangan baja} = 600 \times \frac{c_b - d}{c_b}$$



Gambar 2.16 Contoh Diagram Interaksi

2.9.3 Penulangan Spiral Pondasi Tiang Bor

1. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ pokok}$$

$$d = \text{Diameter pondasi} - (2 \times d')$$

2. Diameter inti tiang (D_c)

$$D_c = \text{Diameter tiang} - (2 \times d')$$

3. Luas penampang tiang bor (A_g)

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Diameter tiang}^2$$

4. Luas penampang inti bor (A_c)

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_{c'}}{f_y} \right] \dots \dots \dots (53)$$

Dimana:

A_g = Luas penampang lintang kotor

A_c = Luas penampang lintang inti (tepi luar ke tepi luar spiral)

ρ_s = Rasio penulangan

f'_c = Mutu beton

f_y = Tegangan luluh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 MPa

5. Kontrol jarak sengkang

$$\phi (V_s + V_c) > V_u$$

Dimana :

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_c = 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \lambda x \sqrt{f'_c} x b_w x d$$

apabila

$$\text{Gaya Aksial} < A_g \times f'_c / 20$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 7.10.4.3 Spasi bersih antar spiral tidak boleh melebihi 75 mm, atau tidak kurang dari 25 mm. Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu tidak boleh melebihi 6 kali diameter dan 150 mm.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Data Perencanaan

Data proyek Gedung Pusat Umar Bin Khotob Universitas Malang yang akan direncanakan adalah sebagai berikut :

1. Fungsi Bangunan = Gedung Kuliah
2. Nama Gedung = Gedung Pusat Umar Bin Khotob UNISMA
3. Lokasi Bangunan = Jln. Mayjen Haryono No. 193, Dinoyo Malang
4. Panjang Bangunan = 37.00 m
5. Lebar Bangunan = 18.00 m
6. Tinggi Bangunan = 21.50 m
7. Jumlah Lantai = 6 lantai
 - a. Lantai 1 = 4,00 m
 - b. Lantai 2 = 7,50 m
 - c. Lantai 3 = 11,00 m
 - d. Lantai 4 = 14,50 m
 - e. Lantai 5 = 18,00 m
 - f. Lantai 6 = 21.50 m
8. Kuat tekan beton (f_c) = 30 Mpa
9. Tegangan Leleh Tulangan (f_y) = 240 Mpa (BJTP)
400 Mpa (BJTD)

10. Dimensi Balok = B1 : 40/70

= B2 : 40/60

11. Dimensi Kolom = K1 : 70/70

= K2 : 40/60

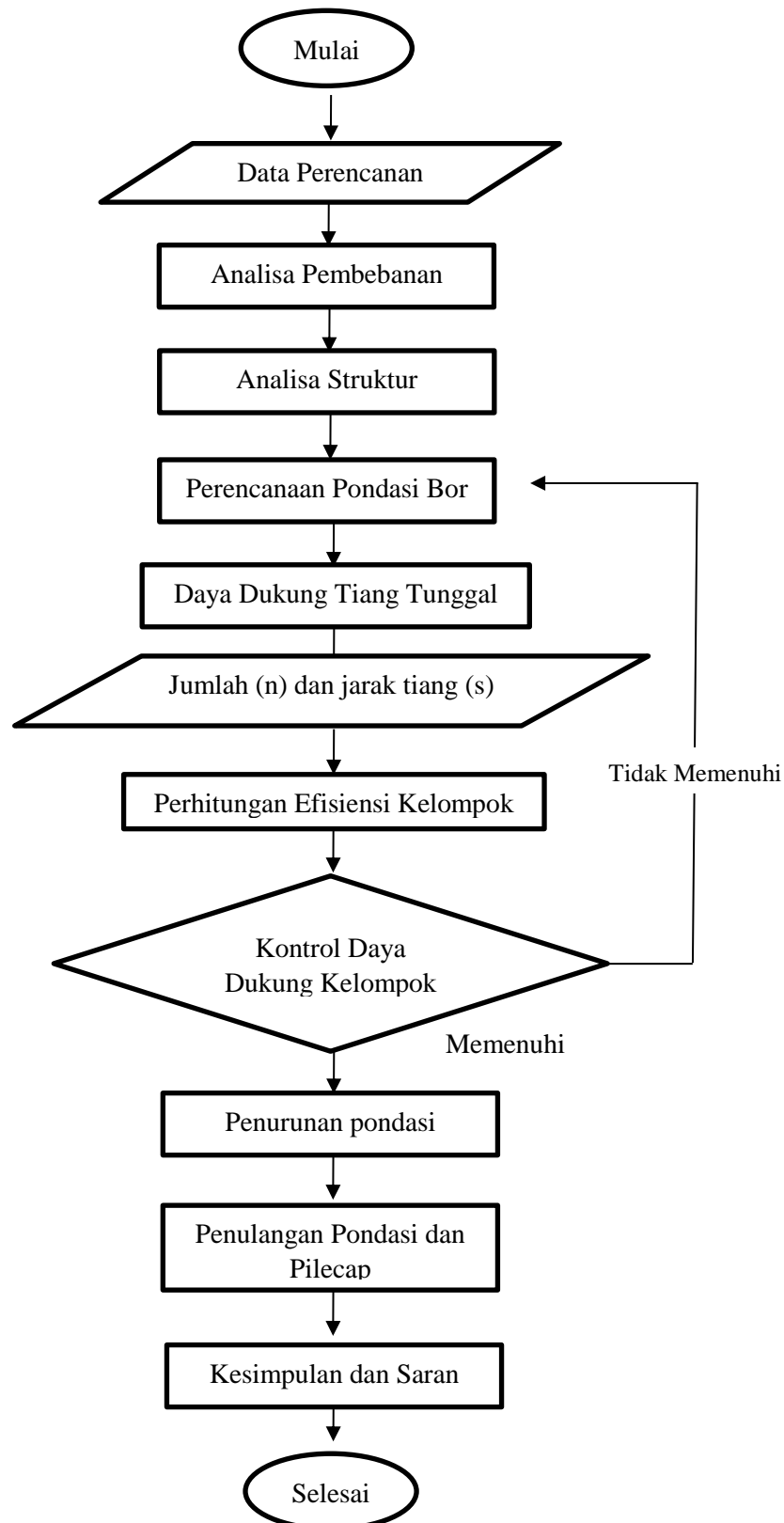
12. Dimensi Plat = 0.12 m

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data merupakan sarana pokok untuk penyelesaian suatu masalah secara ilmiah. Dalam pengumpulan data peran instansi terkait sangat diperlukan sebagai pendukung dalam memperoleh data yang dibutuhkan. Data yang diperoleh sebagai berikut :

1. Data lokasi.
2. Data berupa gambar rencana.
3. Data tanah yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah dilokasi perencanaan.

3.3 Bagan Alir



3.4 Perhitungan pembebanan

a. Beban mati (qd) Lantai 1

Dimensi b : 70 cm, h : 70 cm, t : 400 cm

Berat sendiri kolom : $(1/2 \text{ t Lantai 1} + 1/2 \text{ t lantai 2}) \times (L.\text{kolom}) \times \text{bj.beton}$

$$: 3.75 \times 0.49 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$: 2352 \text{ kg}$$

b. Beban mati (qd) Lantai 2-5

Dimensi b : 40 cm, h : 60 cm, t : 350 cm

Berat sendiri kolom : $(1/2 \text{ t Lantai 1} + 1/2 \text{ t lantai 2}) \times (L.\text{kolom}) \times \text{bj.beton}$

$$: 3.75 \times 0.24 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$: 2160 \text{ kg}$$

1. Lantai 1-5

a. Beban Mati (qd)

$$\text{Berat sendiri plat} = 0.12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi (tebal 4cm)} = 4 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Penutup lantai} = 1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$qd = 396 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{b. Beban Hidup (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

2. Lantai Atap

a. Beban Mati (qd)

$$\text{Berat sendiri plat} = 0.12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi (tebal 4cm)} = 4 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}^2$$

$$q_d = 372 \text{ kg/m}^2$$

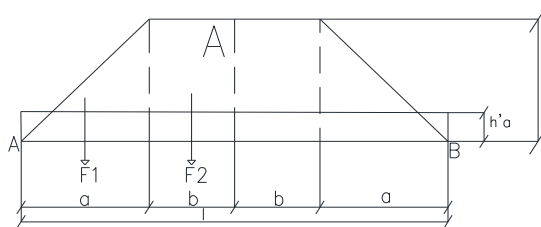
$$\text{b. Beban Hidup (ql)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

3.4.1 Perhitungan Perataan Beban

1. Perataan Beban Tipe A

$$a : 2.25 \text{ m} \quad i : 7.50 \text{ m}$$

$$b : 1.50 \text{ m} \quad h : 2.25 \text{ m}$$



$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$= 0.5 \times 2 \times 2 = 2.531 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times h$$

$$= 1.5 \times 2.3 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = F1 + F2 = 2.531 \text{ m}^2 + 3.375 \text{ m}^2$$

$$= 5.906 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{max 1}} = \frac{1}{8} \times h' \times a \times l^2$$

$$= 0.13 \times h' \times a \times 56.250$$

$$= 7.031 \text{ h}' \times a$$

$$M_{\text{max 2}} = (R_A \times (a \times b)) - (F1(b + \frac{1}{3} a)) - (F2 \times \frac{1}{2} \times b)$$

$$= (5.906 \times 3.750) - (2.531 (1.500 + 0.750)) - (3.375 \times \frac{1}{2} \times 1.500)$$

$$= 13.922$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$7.031 h'a = 13.922$$

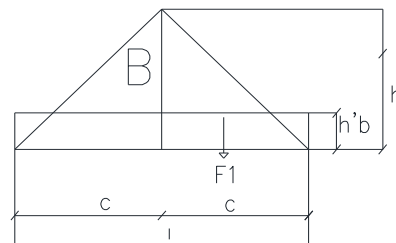
$$h'a = 1.980 < 2.3 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

2. Perataan Beban Tipe B

$$c : 2.25 \text{ m}$$

$$I : 4.50 \text{ m}$$

$$h : 2.25 \text{ m}$$



$$F1 = \frac{1}{2} \times c \times h$$

$$= 0.5 \times 2.3 \times 2 = 2.53 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 2.53 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \times h'b \times I^2 \\ &= 0.13 \times h'b \times 20.25 \\ &= 2.531 h'b \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (RA \cdot c) - (F1 \times \frac{1}{3} c) \\ &= (2.53 \times 2.250) - (2.531 \times \frac{1}{3} \times 2.250) \\ &= 5.695 - 1.898 \\ &= 3.797 \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$2.531 h'b = 3.797$$

$$h'b = 1.50 < 2.3 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

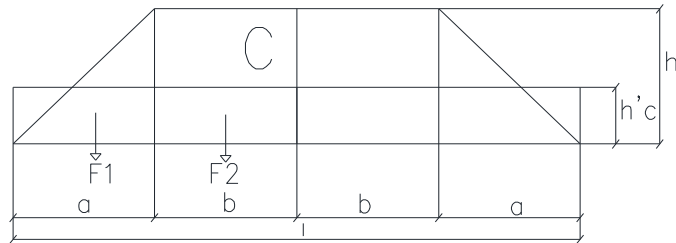
3. Perataan Beban Tipe C

$$c : 2.25 \text{ m}$$

$$b : 1.88 \text{ m}$$

I : 4.50 m

h : 2.25 m



$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$= 0.5 \times 2 \times 2 = 2.531 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times h$$

$$= 1.9 \times 1.9 = 3.534 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 1.758 \text{ m}^2 + 3.534 \text{ m}^2$$

$$= 5.292 \text{ m}^2$$

$$M_{\max 1} = \frac{1}{8} \times h'c \times I^2$$

$$= 0.13 \times h'c \times 56.250$$

$$= 7.031 h'c$$

$$M_{\max 2} = (RA \times (a \times b)) - (F1(b + \frac{1}{3} a)) - (F2 \times \frac{1}{2} \times b)$$

$$= (5.292 \times 3.750) - (1.758 (1.880 + 0.623)) - (3.534 \times \frac{1}{2} \times 1.880)$$

$$= 12.123$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$7.031 h'c = 12.123$$

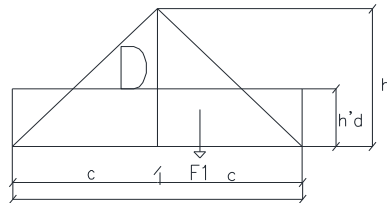
$$h'c = 1.724 < 1.88 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

4. Perataan Beban Tipe D

c : 1.87 m

I : 3.75 m

h : 1.87 m



$$F1 = \frac{1}{2} \times c \times h$$

$$= 0.5 \times 1.9 \times 2 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \times h'd \times I^2 \\ &= 0.13 \times h'd \times 14.06 \\ &= 1.758 \text{ h'd} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (RA \cdot c) - (F1 \times \frac{1}{3} c) \\ &= (1.75 \times 1.870) - (1.748 \times \frac{1}{3} 1.870) \\ &= 3.269 - 1.089 \\ &= 2.179 \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1.758 \text{ h'd} = 2.180$$

$$h'd = 1.24 < 1.87 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

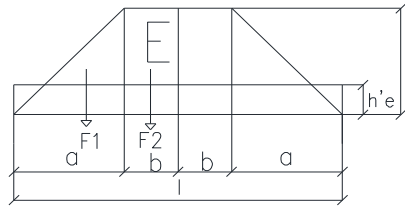
5. Perataan Beban Tipe E

c : 1.51 m

b : 0.74 m

I : 4.50 m

h : 1.53 m



$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$= 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 1.155 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times h$$

$$= 0.7 \times 1.5 = 1.132 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 1.155 \text{ m}^2 + 1.132 \text{ m}^2$$

$$= 2.287 \text{ m}^2$$

$$M_{\max 1} = \frac{1}{8} \times h'e \times l^2$$

$$= 0.13 \times h'e \times 20.250$$

$$= 2.531 h'e$$

$$M_{\max 2} = (RA \times (a \times b)) - (F1(b + \frac{1}{3} a)) - (F2 \times \frac{1}{2} \times b)$$

$$= (2.287 \times 2.250) - (1.155 (0.740 + 0.503)) - (1.132 \times \frac{1}{2} \times 0.740)$$

$$= 3.291$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$2.531 h'e = 3.291$$

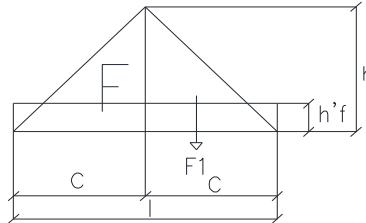
$$h'e = 1.300 < 1.53 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

6. Perataan Beban Tipe F

$$c : 1.53 \text{ m}$$

$$l : 3.05 \text{ m}$$

$h : 1.51 \text{ m}$



$$F1 = \frac{1}{2} \times c \times h$$

$$= 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \times h'f \times I^2 \\ &= 0.13 \times h'f \times 9.30 \\ &= 1.163 \text{ h'f} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (RA \cdot c) - (F1 \times \frac{1}{3} c) \\ &= (1.16 \times 1.530) - (1.748 \times \frac{1}{3} 1.870) \\ &= 1.767 - 0.589 \\ &= 1.178 \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1.163 \text{ h'f} = 1.178$$

$$h'f = 1.01 < 1.5 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

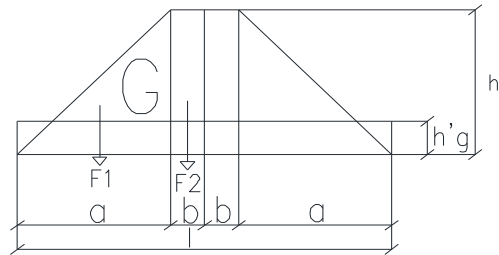
7. Perataan Beban Tipe G

$c : 1.53 \text{ m}$

$b : 0.34 \text{ m}$

$I : 3.74 \text{ m}$

$h : 1.53 \text{ m}$



$$F1 = \frac{1}{2} \times a \times h$$

$$= 0.5 \times 1.53 \times 1.53 = 1.170 \text{ m}^2$$

$$F2 = b \times h$$

$$= 0.34 \times 1.53 = 0.520 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 1.170 \text{ m}^2 + 0.520 \text{ m}^2$$

$$= 1.691 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{max } 1} = \frac{1}{8} \times h'g \times l^2$$

$$= 0.13 \times h'g \times 13.988$$

$$= 1.748 h'g$$

$$M_{\text{max } 2} = (RA \times (axb)) - (F1(b + \frac{1}{3}a)) - (F2 \times \frac{1}{2} \times b)$$

$$= (1.691 \times 2.) - (1.155 (0.740 + 0.503)) - (1.132 \times \frac{1}{2} \times 0.740)$$

$$= 2.078$$

$$M_{\text{max } 1} = M_{\text{max } 2}$$

$$2.531 h'g = 3.291$$

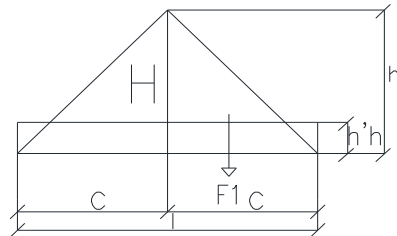
$$h'g = 1.189 < 1.53 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

8. Perataan Beban Tipe H

c : 1.53 m

I : 3.05 m

h : 1.53 m



$$F1 = \frac{1}{2} \times c \times h$$

$$= 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 1.17 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \times h' \times h \times I^2 \\ &= 0.13 \times h' \times h \times 9.30 \\ &= 1.163 \text{ h}'h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (RA \cdot c) - (F1 \times \frac{1}{3} c) \\ &= (1.17 \times 1.530) - (1.170 \times \frac{1}{3} 1.530) \\ &= 1.790 - 0.597 \\ &= 1.197 \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1.163 \text{ h}'h = 1.194$$

$$h'h = 1.03 < 1.53 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

3.5 Beban Mati

3.5.1 Beban Mati Merata Balok Memanjang

Lantai 1

Tinggi dinding = 4.0 m

Tebal plat = 0.12 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

Line I-I=IV-IV Lantai 1

Untuk balok dengan panjang $L = 4.00 \text{ m}$

balok 1 : $b = 40 \text{ cm}$, dan $h = 70 \text{ cm}$

Berat Sendiri balok = $b \times (h - \text{tebal plat}) \times \text{bj beton}$

$$= 0.4 \times (0.70 - 0.12) \times 2400$$

$$= 556.8 \text{ Kg/m}$$

Perataaan beban plat lantai 1

$$= qd \times (h'd)$$

$$= 396 \times 1.240 = 491.051 \text{ kg/m}$$

Berat dinding = $(\text{tinggi dinding} \times \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu-bata}$

$$= (4 \times 0.7) \times 0.15 \times 1700$$

$$= 714 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ total} = 1761.9 \text{ Kg/m}$$

Untuk balok dengan panjang $L = 4.50 \text{ m}$

Berat Sendiri balok = $b \times (h - \text{tebal plat}) \times \text{bj beton}$

$$= 0.4 \times (0.70 - 0.12) \times 2400$$

$$= 556.8 \text{ Kg/m}$$

Perataaan beban plat lantai 1

$$= qd \times (h'b)$$

$$= 396 \times 1.50 = 594 \text{ kg/m}$$

Berat dinding = $(\text{tinggi dinding} \times \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu-bata}$

$$= (4 \times 0.7) \times 0.15 \times 1700$$

$$= 714 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ total} = 1864.8 \text{ Kg/m}$$

II-II=III-III Lantai 1

Untuk balok dengan panjang $L = 4.00 \text{ m}$

balok 1 : $b = 40 \text{ cm}$, dan $h = 60 \text{ cm}$

Berat Sendiri balok = $b \times (h - \text{tebal plat}) \times \text{bj beton}$

$$= 0.4 \times (0.60 - 0.12) \times 2400$$

$$= 460.8 \text{ Kg/m}$$

Perataaan beban plat lantai 1

$$= qd \times (h'd + h'g)$$

$$= 396 \times 2.429 = 961.734 \text{ kg/m}$$

Berat dinding = $(\text{tinggi dinding} \times \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu-bata}$

$$= (4 \times 0.6) \times 0.15 \times 1700$$

$$= 612 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ total} = 2034.5 \text{ Kg/m}$$

Untuk balok dengan panjang $L = 4.50 \text{ m}$

Berat Sendiri balok = $b \times (h - \text{tebal plat}) \times \text{bj beton}$

$$= 0.4 \times (0.60 - 0.12) \times 2400$$

$$= 460.8 \text{ Kg/m}$$

Perataaan beban plat lantai 1

$$= qd \times (h'b + h'e)$$

$$= 396 \times 2.80 = 1109 \text{ kg/m}$$

Berat dinding = $(\text{tinggi dinding} \times \text{tinggi balok}) \times \text{tebal} \times \text{bj batu-bata}$

$$= (4 \times 0.6) \times 0.15 \times 1700$$

$$= 612 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ total} = 2181.7 \text{ Kg/m}$$

Lantai 2-6

Tinggi dinding = 3.5 m

Tebal plat = 0.12 m

Bj Beton = 2400 Kg/m³

Bj Batu Bata = 1700 Kg/m³

I-I=IV-IV Lantai 2-6

BAB IV

PERHITUNGAN PONDASI

4.1 Hasil Analisa Program Bantu ETABS

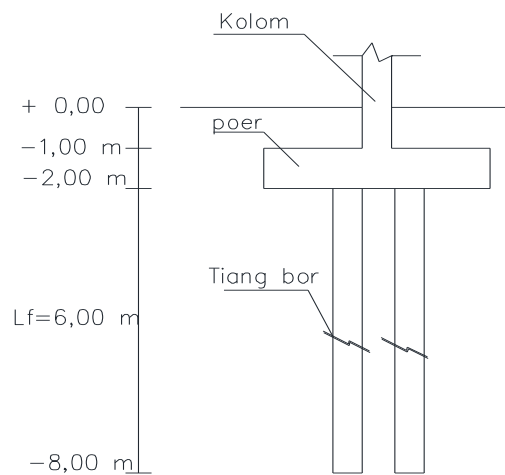
Dari hasil analisa program ETABS didapatkan hasil berikut ini:

Tabel 4.1 Beban-beban yang Bekerja pada Kolom

Tipe	Klasifikasi Beban	Fy	Fx	Fz	Momen X	Momen Y	Momen z
		(kg)	(kg)	(kg)	(kg m)	(kg m)	(kg m)
1	Berat	35851.0	25336.10	470409.5	93710.31	-53202.958	-292.359
2	Sedang	25416.7	20578.61	354033.7	-86441.07	53543.455	295.665
3	Ringan	19107.6	24904.38	271988.0	14693.10	-1215.876	1.963

4.2 Perencanaan Pondasi Tipe 1

4.2.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor



Gambar 4.1 Rencana Dimensi Pondasi

Berikut adalah data pondasi yang direncanakan:

- (Fz) : 470410 Kg = 470.410 ton
- (Fx) : 25336 Kg = 25.336 ton
- (Fy) : 35851 Kg = 35.851 ton
- Momen arah X (Mx) : 93710 Kgm = 93.710 ton m
- Momen arah Y (My) : -53203 Kgm = -53.203 ton m
- Momen arah Z (Mz) : -292 Kgm = -0.292 ton m
- Diameter tiang (D) : 60 cm = 0.60 m
- Kedalaman tiang (H) : 8.0 m
- Tebal pilecap (Hp) : 1.00 m
- Panjang tiang bor (Lf) : 6.00 m
- Luas penampang (Ap) : $\frac{1}{4} \pi D^2 = 0.25 \times \pi \times 0.60^2$

$$\begin{aligned}
 &= 0.2829 \text{ m}^2 \\
 \bullet \text{ Keliling tiang bor (P)} &: \pi D = \pi \times 0.60 \\
 &= 1.89 \text{ m} \\
 \bullet \text{ Luas selimut (A}_s\text{)} &: P \cdot L_f = 1.89 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} \\
 &= 11.31 \text{ m}^2 \\
 \bullet \text{ Berat sendiri (W}_p\text{)} &: A_p \cdot L_f \cdot B_j = 0.28 \times 6.0 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 4073.1 \text{ Kg} \\
 &= 4.073 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tiang bor yaitu:

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - W_p$$

maka dilakukan perhitungan berikut:

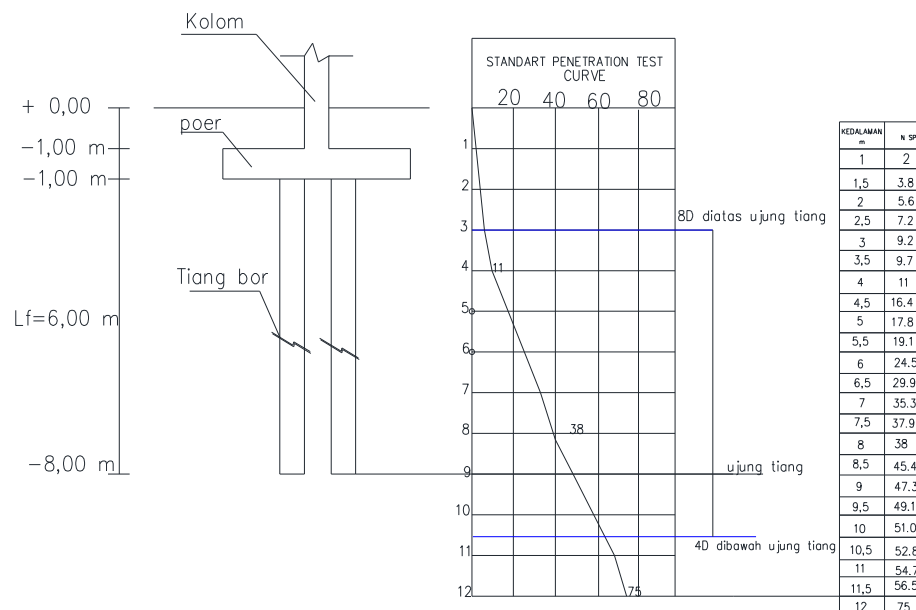
- Menghitung nilai N_b

Nilai N_{SPT} pada tanah sekitar ujung tiang (N_b) dihitung rata-rata antara

8D diatas dasar tiang hingga 4D di bawah dasar tiang, yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{- 8 D diatas ujung tiang} &= 8.0 \text{ m} - 8 D \\
 &= 8.0 \text{ m} - (8 \times 0.60 \text{ m}) \\
 &= 3.0 \text{ m} \\
 \text{- 4 D dibawah ujung tiang} &= 8.0 \text{ m} + 4 D \\
 &= 8.0 \text{ m} + (4 \times 0.60 \text{ m}) \\
 &= 10.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.2 Rencana Pondasi dan Grafik N-SPT

Berikut ini adalah tabel NSPT pada kedalaman 3 m sampai 10.5 m :

Tabel 4.2 Nilai NSPT pada Kedalaman 3 m sampai 10.5

No.	Kedalaman (m)	N _{SPT} (blows/ft)
1	3	9.2
2	3.5	9.65
3	4	11
4	4.5	16.4
5	5	17.8
6	5.5	19.1
7	6	24.5
8	6.5	29.9
9	7	35.3
10	7.5	37.9
11	8	38
12	8.5	45.4
13	9	47.3
14	9.5	49.1
15	10	51.0
16	10.5	52.8
Σ N_{SPT}		475

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\Sigma N_{\text{SPT rata-rata}}}{16} \\
 &= \frac{475}{16} \\
 &= 29.71 \approx 30 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai N

Sementara nilai N didapat dari nilai rata-rata uji SPT di sepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 1 m sampai 8 m yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.3 Nilai N_{SPT} di Sepanjang Tiang Pondasi

No	Kedalaman (m)	NSPT (blows/ft)
1	1	2
2	1.5	3.8
3	2	5.6
4	2.5	7.4
5	3	9.2

6	3.5	9.7
7	4	11
8	4.5	16.4
9	5	17.8
10	5.5	19.1
11	6	24.5
12	6.5	29.9
13	7	35.3
14	7.5	37.9
15	8	38
ΣN_{SPT}		268

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\Sigma N_{SPT} \text{ rata-rata}}{15} \\
 &= \frac{268}{15} \\
 &= 17.84 \approx 18 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Maka dari itu maka nilai daya dukung tiang bor adalah:

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 40 \times N_b \times A_p + 0,1 \times N \times A_s - w_p \\
 &= 40 \times 30 \times 0.283 + 0.1 \times 18 \times 11.31 - 4.073 \text{ ton} \\
 &= 336.163 + 20.180 - 4.073 \\
 &= 352.270 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang (Q_a) terlebih dulu akan ditentukan Faktor Keamanan sesuai tabel berikut:

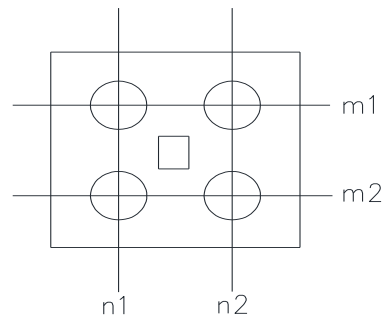
Tabel 4.4 Nilai Faktor Keamanan Pondasi

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

$$Q_a = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{352.270 \text{ ton}}{2.5} = 140.908 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor (n) yaitu:

$$n = \frac{P}{Q_a} = \frac{470.410 \text{ ton}}{140.908 \text{ ton}} = 3.34 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang, dicoba 4 tiang}$$



Gambar 4.3 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 tiang)

dimana : m (jumlah baris tiang) : 2 tiang

n (jumlah kolom tiang) : 2 tiang

Jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$s = \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2}$$

$$= \frac{1,57 \times 0,60 \text{ m} \times 2 \times 2 - 2 \times 0,6}{2 + 2 - 2}$$

$$= \frac{2,57}{2} = 1,284 \text{ m} < 3 D = 1,80 \text{ m}$$

Karena $S < 3 D$, maka diperlukan perhitungan efisiensi grup tiang (E_g) :

- Berdasarkan Formula Sederhana

$$E_g = \frac{2 (m + n - 2) s + 4 D}{P \times m \times n}$$

$$= \frac{2 \times (2 + 2 - 2) \times 1,28 + 4 \times 0,6}{1,89 \text{ m} \times 2 \times 2}$$

$$= 0,6809 < 1 \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \left[\frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 m n} \right] \Theta$$

$$= 1 - \left[\frac{(2 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right]$$

$$\times \tan^{-1} \frac{D}{s}$$

$$\begin{aligned}
&= 1 - \left[\frac{4}{360} \right] \times \tan^{-1} \frac{0.6}{1.284} \\
&= 1 - 0.00484452 \\
&= 0.99515548 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler - Keeney

$$\begin{aligned}
E_g &= \left[1 - \frac{36 \cdot s (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0.3}{m + n} \\
&= \left[1 - \frac{36 \times 1.28 \times (2 + 2 - 2)}{(75 \times 1.65 - 7) \cdot (2 + 2 - 1)} \right] + \frac{0.3}{(2 + 2)} \\
&= 0.7358 + 0.075 \\
&= 0.8108 < 1 \quad \text{..... (OK)}
\end{aligned}$$

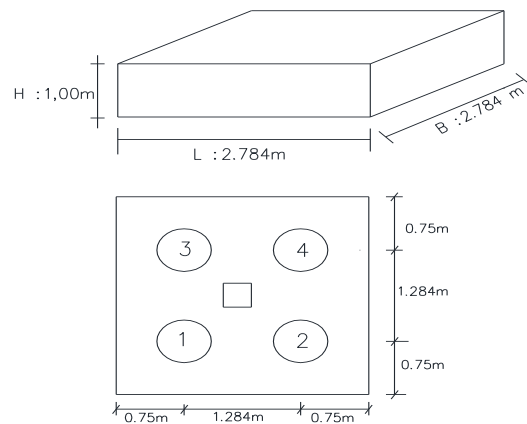
Dari hasil perhitungan diatas diambil nilai efisiensi terkecil yaitu: 0.6809

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$s \geq 1,25 D$$

$$s \geq 0.750 \text{ m}$$

maka diambil nilai 0.75 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.4 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi (4 tiang)

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
&= 0.6809 \times 4 \text{ tiang} \times 140.91 \text{ ton} \\
&= 383.78 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Syarat : Nilai $Q_{pg} > \Sigma V$, maka nilai ΣV akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times b_j \text{ beton} \\
 &= (0.750 + 1.28 + 0.750)^2 \times 1.0 \text{ m} \times B_j \text{ Beton} \\
 &= 7.750656 \times 1 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 18601.57 \text{ Kg} = 18.6016 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 4.073 \text{ ton} \times 4 \text{ tiang} \\
 &= 16.2926 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\
 &= 470 \text{ ton} + 18.6016 \text{ ton} + 16.2926 \text{ ton} \\
 &= 505.304 \text{ ton} > Q_{pg} = 383.78 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{NO})
 \end{aligned}$$

karena pemakaian 4 tiang tidak aman, maka akan dicoba 5 tiang.

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 D = 1.5 \text{ m}$$

$$3 D = 1.8 \text{ m}$$

$$\text{dicoba dipakai } S = 1,6 \text{ m}$$

Efisiensi Kelompok Tiang

- Berdasarkan Metode Feld

Tabel,4.5 Nilai Efisiensi Kelompok Tiang

Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0.938
3	0.875
4	0.813
5	0.800
6	0.771
7	0.750
9	0.722
12	0.698

setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai

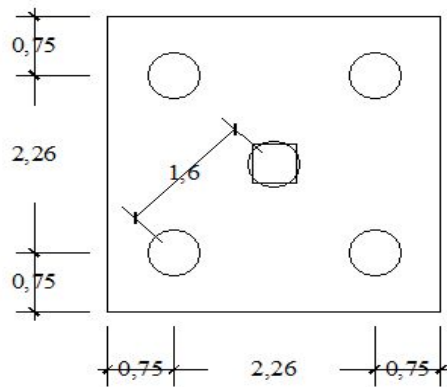
daya dukung kelompok tiang, yaitu dengan rumus seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0.800 \times 5 \text{ tiang} \times 140.91 \text{ ton} \\
 &= 563.63 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi *pilecap* ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &\geq 1,25 D \\
 s &\geq 0.750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

maka diambil nilai 0.75 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.



Gambar 4.5 Rencana Dimensi Pilecap Pondasi (5 tiang)

Syarat : Nilai $Q_{pg} > \Sigma V$, maka nilai ΣV akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 &= p \times l \times t \times b_j \text{ beton} \\
 &= (3.760 \times 3.760) \times 1.0 \text{ m} \times B_j \text{ Beton} \\
 &= 14.1376 \times 1 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\
 &= 33930.24 \text{ Kg} = 33.9302 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi

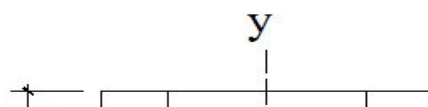
$$\begin{aligned}
 &= \text{berat 1 pondasi} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 4.073 \text{ ton} \times 5 \\
 &= 20.3657 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

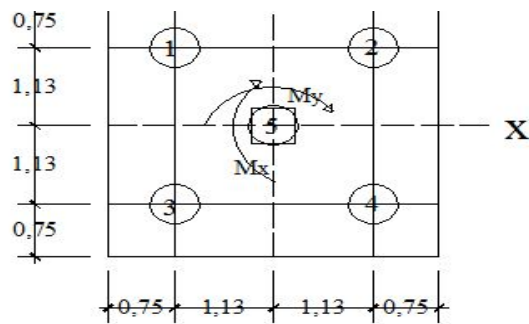
$$\Sigma V = V + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi}$$

$$= 470 \text{ ton} + 33.9302 \text{ ton} + 20.3657 \text{ ton}$$

$$= 524.705 \text{ ton} < Q_{pg} = 563.63 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut:





Gambar 4.6 Beban yang diterima pondasi tiang Bor (5 tiang)

$$\begin{aligned} M_x &= 93.710 \text{ ton m} \\ M_y &= -53.203 \text{ ton m} \\ n_x &= 3 \\ n_y &= 3 \end{aligned}$$

Mencari beban tiang maksimum :

$$\text{Untuk } x_1 = -1.130 \quad ; y_1 = 1.130$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_1}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_1}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= \frac{524.71}{5 \text{ tiang}} + \frac{-53.203 \times -1.13}{3 \times 1.277} + \frac{93.710 \times 1.13}{3 \times 1.277} \\ &= 104.941091 + (14.4932) + (20.54321) \\ &= 139.978 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_2 = 1.130 \quad ; y_2 = 1.130$$

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_2}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_2}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= \frac{524.71}{5 \text{ tiang}} + \frac{-53.202958 \times 1.13}{3 \times 1.277} + \frac{93.710 \times 1.13}{3 \times 1.277} \\ &= 104.941091 + (-15.694) + (27.64316) \\ &= 116.890 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_3 = -1.130 \quad ; y_3 = -1.130$$

$$\begin{aligned} P_3 &= \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_3}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_3}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= \frac{524.71}{5 \text{ tiang}} + \frac{-53.202958 \times -1.130}{3 \times 1.277} + \frac{93.710 \times -1.13}{3 \times 1.277} \\ &= 104.941091 + (15.69) + (-27.64) \\ &= 92.992 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } x_4 = 1.130 \quad ; y_4 = -1.130$$

$$P_4 = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_4}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_4}{n_x \cdot \Sigma y^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{524.71}{5 \text{ tiang}} + \frac{-53.202958}{3 \times 1.277} + \frac{93.710}{3 \times 1.277} \times -1.13 \\
 &= 104.941091 + (-15.6940879) + (-27.64316) \\
 &= 61.604 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk x5 = 0.00 ; y5 = 0.000

$$\begin{aligned}
 P_5 &= \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_5}{n_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_5}{n_x \cdot \sum y^2} \\
 &= \frac{524.71}{5 \text{ tiang}} + \frac{-53.202958}{3 \times 0.000} + \frac{93.710}{3 \times 0.000} \times 0 \\
 &= 104.941091 + 0 + 0.00 \\
 &= 104.941 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 139.978 \text{ ton} < Q_a = 140.908 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang bor tipe 1 dengan diameter 0.6 m dengan kedalaman 8 m berjumlah 5 tiang aman digunakan.

4.2.1.2 Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

Penentuan Kriteria Tiang

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742.96 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 257429.60 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_p &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\
 &= \frac{1}{64} \times \pi \times 60^4 \\
 &= 635850.00 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata N SPT dari data SPT di sepanjang tiang adalah : 17.84

Sehingga, bila dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 4.6 Korelasi Kepadatan Relatif Tanah Pasir dengan N_{SPT} Pondasi

Kepadatan	Dr	N_{SPT}
Sangat lepas	< 0.15	< 4
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50

Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50
--------------	-------------	------

Nilai 17.84 termasuk kepadatan padat dengan nilai 0,35 - 0,65.

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$N_1 = 10.00 \text{ untuk } Dr_1 = 0.35$$

$$N_2 = 30.00 \text{ untuk } Dr_2 = 0.65$$

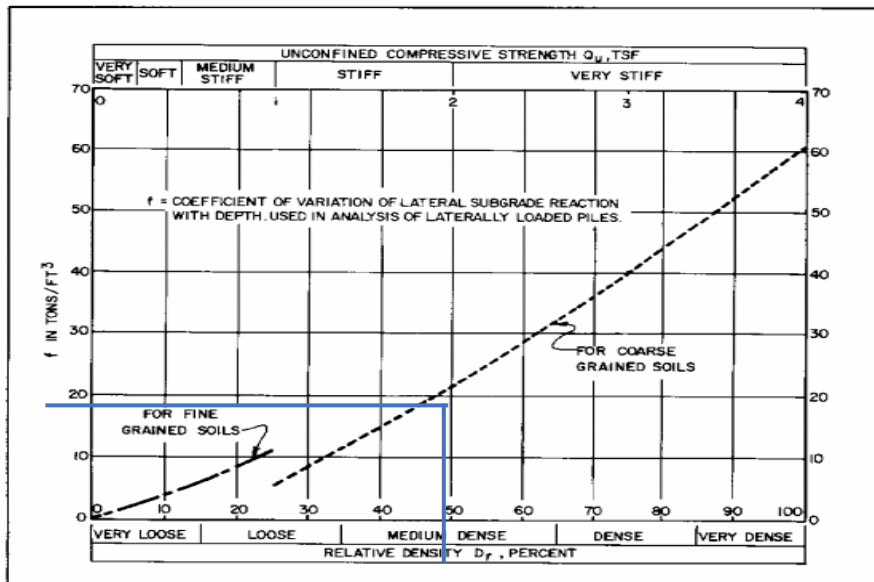
diinterpolasi sebagai berikut :

$$Dr = Dr_1 + \left(\frac{N - N_1}{N_2 - N_1} \right) \times (Dr_2 - Dr_1)$$

$$Dr = 0.35 + \left(\frac{17.84 - 10.000}{30.000 - 10.000} \right) \times (0.65 - 0.35)$$

$$= 0.4675325 = 46.75 \%$$

Sementara untuk nilai $Dr = 46.75 \%$ akan dimasukkan dalam tabel berikut :



Grafik 4.1 Hubungan η_h dengan Kepadatan Relatif (Dr) Tanah Pasir Pondasi Tipe I

Menurut grafik diatas didapat nilai $\eta_h = 19.0 \text{ ton/ft}^3 = 0.671 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{\eta_h}}$$

$$= \sqrt[5]{\frac{257429.6 \times 635850.00}{0.671}}$$

$$= 189.44 \text{ cm} = 1.89 \text{ m}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat: $L \geq 4 T$
 $8 \geq 7.577$

Maka dapat digolongkan termasuk jenis tiang panjang (Elastis).

Untuk mencari nilai beban lateral, ada beberapa parameter yang harus dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- Nilai γ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 46.75 % diinputkan dalam

Tabel 4.7 Korelasi Nilai SPT dengan Berat Jenis Pondasi

Compactness	Relative Density (%)	SPT N (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				Moist (pcf)	Submerged (pcf)
Very Loose	0-15	0-4	<28	<100	<80
Loose	16-35	5-10	28-30	95-125	55-85
Medium	36-65	11-30	31-36	110-130	60-70
Dense	66-85	31-50	37-41	110-140	65-85
Very Dense	86-100	>51	>41	>130	>75

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 36.00 \text{ untuk } \gamma_1 = 110$$

$$Dr_2 = 65.00 \text{ untuk } \gamma_2 = 130$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\gamma = \gamma_1 + \left[\frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times (\gamma_2 - \gamma_1)$$

$$\begin{aligned} \gamma &= 110 + \left[\frac{46.75 - 36.000}{65.000 - 36.000} \right] \times (130 - 110) \\ &= 117.42 \text{ Pcf} = 1.88 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

- Nilai ϕ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relatif (Dr) yaitu 0.4675 diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.8 Korelasi Nilai SPT dengan Kepadatan Relatif, q_c , dan Sudut Geser Pondasi

Kepadatan	Dr	N_{SPT}	q_c	ϕ
Sangat lepas	< 0.15	< 4	< 20	< 30
Lepas	0.15 - 0.35	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Padat lepas	0.35 - 0.65	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Padat	0.65 - 0.85	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0.85 - 1.00	> 50	> 200	> 45

Maka dicoba untuk mencari interpolasinya:

$$Dr_1 = 0.35 \text{ untuk } \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0.65 \text{ untuk } \phi_2 = 40$$

diinterpolasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_1 + \left[\frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \right] \times (\phi_2 - \phi_1) \\ \phi &= 35 + \left[\frac{0.47 - 0.350}{0.65 - 0.35} \right] \times (40 - 35) \end{aligned}$$

$$\phi = 33 + \left[\frac{0.650}{0.650 + 0.350} \right] \times (40 - 33)$$

$$= 36.96^\circ$$

- Nilai K_p

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{36.96^\circ}{2} \right)$$

$$= 2.004$$

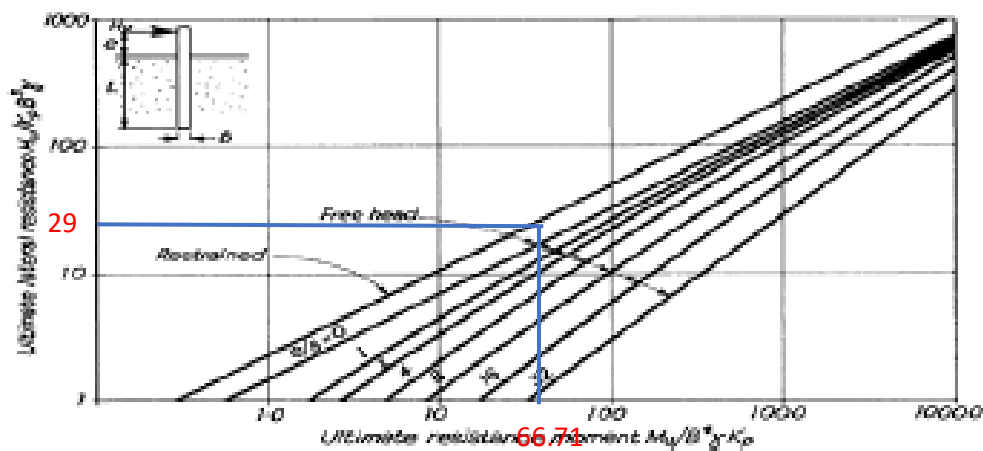
Dari ketiga nilai diatas akan didapatkan nilai berikut:

$$\frac{M_u}{B^4 \cdot \gamma \cdot K_p} = \frac{1/8 \times q \times L^2}{0.6^4 \times 1.88 \times 2.004}$$

$$= \frac{1/8 \times 4.073 \times 8^2}{0.6^4 \times 1.88 \times 2.004}$$

$$= 66.712 \text{ ton m}$$

Jika nilai M_u dimasukkan dalam grafik:



Grafik 4.2 Hubungan antara $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ dan $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ Pondasi Tipe 1

Maka akan mendapatkan nilai $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$ yaitu : 29

Sehingga didapat:

$$X_o = 0.82 \times \left(\frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p} \right)^{0.5}$$

$$= 0.82 \times \left(\frac{29}{1.88} \right)^{0.5}$$

$$= 4.41583514$$

$$H_u = \frac{2 \times M_u}{e + 0.67 \cdot X_o}$$

$$= \frac{2 \times 32.59}{0 + 0.67 \times 4.41583514}$$

$$= 22.0273 \text{ ton}$$

Daya dukung lateral yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} H_{u_a} &= \frac{H_u}{2.5} \\ &= \frac{22.02733572}{2.5} \\ &= 8.811 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nilai F_y dan F_x diambil dari Etabs

$$\begin{aligned} F_y &= 35851.0 \text{ kg} = 35.851 \text{ ton} \\ F_x &= 25336.1 \text{ kg} = 25.336 \text{ ton} \\ F &= \sqrt{F_y^2 + F_x^2} \\ &= \sqrt{35.851^2 + 25.336^2} \\ &= \sqrt{1927.21} \\ &= 43.9 \text{ ton} \end{aligned}$$

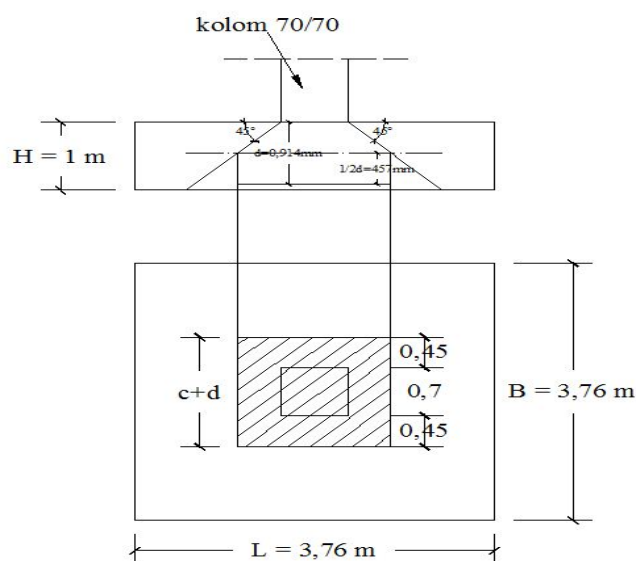
Nilai F akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya yaitu 5 tiang

$$\frac{F_y}{5 \text{ tiang}} = \frac{43.9}{5 \text{ tiang}} = 8.780 \text{ ton} < 8.811 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

.....

4.2.2 Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi Tiang Bor

1. Geser Pons akibat kolom



Gambar 4.7 Bidang Geser Pons Akibat Kolom Pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 1000 - 75 - 8 \\
 &= 917 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2(c + d) + 2(b + d) \\
 &= 2 \times (700 + 917) + 2 \times (700 + 917) \\
 &= 6468 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = \frac{70}{70} = 1.00$$

- $\alpha_s = 40$ (karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_o \times d \\
 &= 1 + \frac{2}{1.00} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 6468 \times 917 \\
 &\quad \times 10^{-3} \\
 &= 10830 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\
 &= 0.6 \times 10830 \text{ kN} \\
 &= 6497.86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c'} \right) \times b_o \times d \\
 &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 917}{6468} + \sqrt{30} \right) \times 6468 \\
 &\quad \times 917 \times 10^{-3} \\
 &= 17631 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\
 &= 0.6 \times 17631 \text{ kN} \\
 &= 10578.51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 6468 \times 917 \times 10^{-3} \\
 &= 10829 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

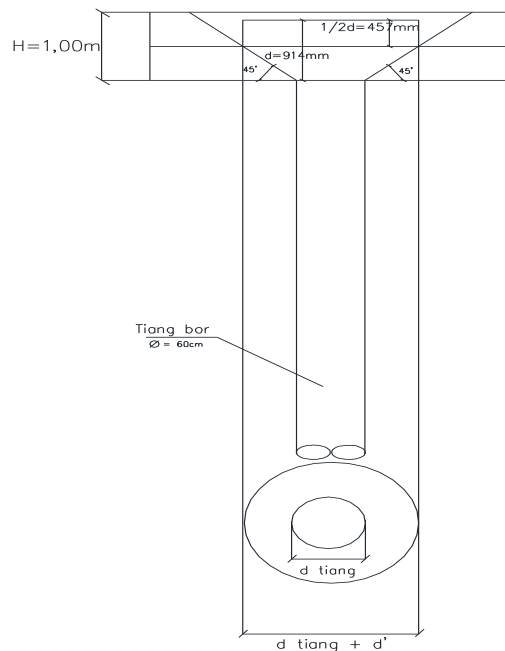
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 10829 \text{ kN} \\ &= 6497,26 \text{ kN}\end{aligned}$$

diambil nilai ϕV_c paling kecil yaitu: 6497.26 kN

$$\text{Maka } V = 470410 \text{ Kg} = 4704,10 \text{ kN} < 6497,26 \text{ kN} \dots (\text{OK})$$

Karena $V < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup

2. Geser Pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.8 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 600 - 75 - 8 \\ &= 517 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b_o &= \pi \times (d_{\text{tiang}} + d') \\ &= 3,14 \times (600 + 517) \\ &= 3507 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek tiang (β_c)

$$\beta_c = \frac{60}{60} = 1,00$$

- $\alpha_s = 40$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{30}{6}} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1} \times \sqrt{\frac{30}{6}} \times 3507 \times 517\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{6} \times 1.00 \times 3507 \times 517 \\
 &\quad \times 10^{-3} \\
 &= 3312 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 3312 \text{ kN} \\
 &= 1986,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + \sqrt{30} \right) \times b_o \times d \\
 &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{40 \times 517}{3507,38} + \sqrt{30} \right) \times 3507 \\
 &\quad \times 517 \times 10^{-3} \\
 &= 5424 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 5424 \text{ kN} \\
 &= 3254,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 3507,38 \times 517 \times 10^{-3} \\
 &= 3311 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 3311 \text{ kN} \\
 &= 1986 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

diambil nilai ϕV_c paling kecil yaitu: 1986,39 kN

Maka $P_{\max} = 139978 \text{ Kg} = 1399,78 \text{ kN} < 1986,4 \text{ kN} \dots \text{ (OK)}$

Karena $P_{\max} < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup

4.2.3 Perhitungan penurunan pondasi tiang bor

Penurunan pondasi tiang tunggal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\
 S &= \frac{60}{100} + \frac{14827,8 \times 600}{2828,57 \times 257429,6} \\
 &= 0,6 + 0,0121400
 \end{aligned}$$

$$= 0.61214 \text{ cm}$$

$$= 6.121 \text{ mm}$$

Penurunan pondasi kelompok tiang dihitung sebagai berikut :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$= 0.612 \cdot \sqrt{\frac{29.8}{60}}$$

$$= 0.431 \text{ cm}$$

$$= 4.310 \text{ mm}$$

Penurunan tiang

$$S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}}$$

$$S_{\text{ijin}} = 10\% \cdot D$$

$$= 6.000$$

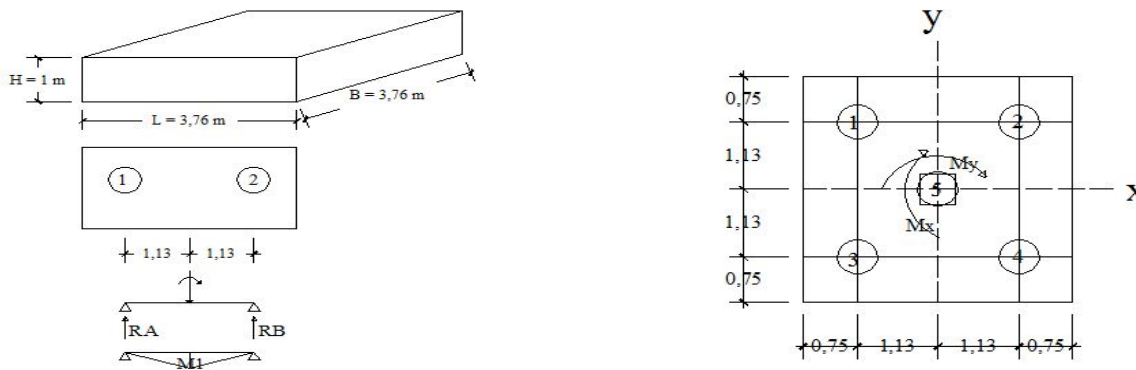
$$4.310 \leq 6.000 \text{ OK}$$

4.2.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Tiang

4.2.4.1 Perhitungan Penulangan *Pilecap*

Untuk penulangan *pilecap* pondasi sebagai berikut:

- Penulangan arah x



Gambar 4.9 Skema Pembebanan Arah X Pilecap Pondasi

$$RA = P_1 + P_2$$

$$= 139.978 \text{ ton} + 116.890 \text{ ton}$$

$$= 256.87 \text{ ton}$$

$$RB = P_3 + P_4$$

$$= 92.992 \text{ ton} + 61.604 \text{ ton}$$

$$= 154.60 \text{ ton}$$

diambil nilai terbesar 256.87 ton

$$\text{Momen yang bekerja} = M1 = 256.8676622 \times 1.13$$

$$= 290.26 \text{ ton m}$$

$$\begin{aligned}
 M_u = M_1 &= 290260.458 \text{ kgm} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{290260 \times 10^4}{0.9} = 3225116203 \text{ Nmm} \\
 b \text{ (per)} &= 3760 \text{ Mm} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 f'_c &= 30.0 \text{ MPa} \\
 \text{Tebal selimut beton} &= 75 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pilecap} &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Arah x

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan tarik} \quad A_s \quad 26 \quad D \quad 16 &= 5229.71 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tulangan tekan} \quad A_s' \quad 26 \quad D \quad 16 &= 5229.714286 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b}{\text{Jml tulangan}} \\
 &= \frac{3626}{26} \\
 &= 139 \text{ mm} = 130 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= C_b + 1/2 \times D_{\text{Pokok}} \\
 &= 75 + 1/2 \times 16 \\
 &= 83.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1000 - 83.000 \\
 &= 917.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

jika dimisalkan garis netral > d' maka perhitungan garis netral harus dicari

menggunakan persamaan :

$$\begin{aligned}
 C_c + C_s &= T_1 \\
 0.85 F'_c a b + A_s' f_s' &= A_s f_s \\
 \text{Substitusi nilai } f_s' : & \frac{f_s'}{\epsilon_s'} = \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_s \\
 \epsilon_s' &= 0.003 \\
 f_s' &= \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_c \epsilon_s \\
 f_s' &= \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0.003 \times 200000
 \end{aligned}$$

$$f_s' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 600$$

Substitusi nilai f_s :

$$\frac{f_s}{\epsilon_s} = \left(\frac{d - c}{c} \right) E_s$$

$$\epsilon_s = 0.003$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \epsilon_s E_s$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) 0.003 \cdot 200000$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) 600$$

$$\left(\frac{0.85 F_c' a b}{c} \right) + A_s' \left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 = A_s \left(\frac{d - c}{c} \right) 600$$

$$\left(\frac{0.85 F_c' a b}{c} \right) + \frac{600 A_s' c - 600 d' A_s'}{c} = \frac{600 A_s d - A_s 600 c}{c}$$

Distribusi : $a = \beta_1 c$

$$\left(\frac{0.85 F_c' \beta_1 c b}{c} \right) + \frac{600 A_s' c - 600 d' A_s'}{c} = \frac{600 A_s d - A_s 600 c}{c}$$

$$= \frac{600 A_s d - A_s 600 c}{c}$$

$$\frac{0.85 F_c' \beta_1 c^2 b}{c} + \frac{600 A_s' c - 600 d' A_s'}{c} = \frac{600 A_s d - A_s 600 c}{c}$$

$$\frac{0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 c^2 \cdot 3760}{c} + \frac{600 \cdot 5229.71 c - 600 \cdot 83 \cdot 5229.7}{c} = \frac{600 \cdot 5229.71 \cdot 917 - 5229.714 \cdot 600 c}{c}$$

$$= \frac{600 \cdot 5229.71 \cdot 917 - 5229.714 \cdot 600 c}{c}$$

$$81498 c^2 + 3137828.571 c - 260439771.4 = 2877388800 - 3137829 c$$

$$81498 c^2 + 3137828.571 c + 3137828.571 c - 260439771 = 2.877E+09$$

$$81498 c^2 + 6275657.143 c - 3137828571 = 0$$

Dihitung dengan rumus ABC

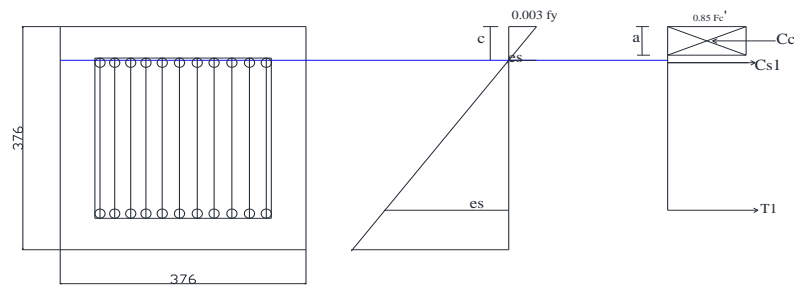
$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{-6275657.143 \pm \sqrt{39383872574694 - 4 \cdot 81498 \cdot -3137828571}}{2 \cdot 81498}$$

$$c+ = \frac{-6275657.143 + \sqrt{1062290884231840}}{162996}$$

$$\begin{aligned}
&= 161.458852 \\
c- &= \frac{-6275657.143 + \sqrt{1062290884231840}}{162996} \\
&= -238.4626698 \\
81498 \quad 26068.96088 \quad + \quad 3137828.571 \quad 161.459 \quad - \quad 3137828.571 &= 0 \\
&2628060544 = 0
\end{aligned}$$

Maka di pakai nilai $c = 161.4589 > 83.00$



Gambar 4.10 Diagram tegangan dan regangan poer arah x

Dari nilai c (garis netral) ternyata lebih besar dari d' , maka di lanjutkan menghitung nilai a :

$$\begin{aligned}
a &= \beta \quad c \\
&= 0.85 \quad 161.459 \\
&= 137.24 \quad \text{mm} \\
\varepsilon_{s'} &= \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{161.4589 - 83.00}{161.459} \times 0.003 \\
&= 0.0015 \\
\varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \varepsilon_c = \frac{917.0 - 161.46}{161.459} \times 0.003 \\
&= 0.0140 \\
\varepsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{600}{200000} \\
&= 0.003
\end{aligned}$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_{s'}$
 $0.0140 > 0.003 > 0.0015$

maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Di hitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan :

$$f_{s'} = \varepsilon_{s'} \times E_s$$

$$= 0.0015 \times 200000$$

$$= 291.562 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \quad \text{Maka di pakai dengan nilai } f_s'$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0.0140 \times 200000$$

$$= 2807.68 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \quad \text{Maka di pakai dengan nilai } f_y$$

menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik :

$$\phi = 0.65 + \left(\epsilon_s - 0.002 \right) \left(\frac{250}{3} \right)$$

$$= 0.65 + \left(0.0140 - 0.002 \right) \left(\frac{250}{3} \right)$$

$$= 1.65 < 0.9$$

maka diambil : 0.9

$$F_s = F_y$$

$$\text{maka di pakai } F_y = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0.85 F_c' a b$$

$$= 0.85 \times 30 \times 137.24 \times 3760$$

$$= 13158573.52 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$= 5229.71 \times 291.5623$$

$$= 1524787.427 \text{ N}$$

$$T = A_s \times f_s$$

$$= 5229.71 \times 2807.679$$

$$= 14683360.94 \text{ N}$$

$$C_c + C_s = T$$

$$13158573.52 + 1524787.427 = 14683360.94$$

$$14683360.94 = 14683360.94 \quad \text{(Metode keseimbangan terpenuhi)}$$

$$T = A_s \times f_y$$

$$= 5229.71 \times 400$$

$$= 2091885.714 \text{ N}$$

$$Z_1 = d - 1/2 a$$

$$= 917.000 - 1/2 \cdot 137.24$$

$$= 848.38 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot Z_1$$

$$= 2091885.714 \cdot 848.38$$

$$= 1774713977.000 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n$$

$$= 0.9 \cdot 1774713977.000$$

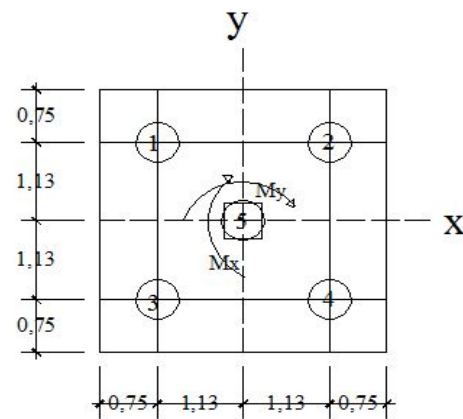
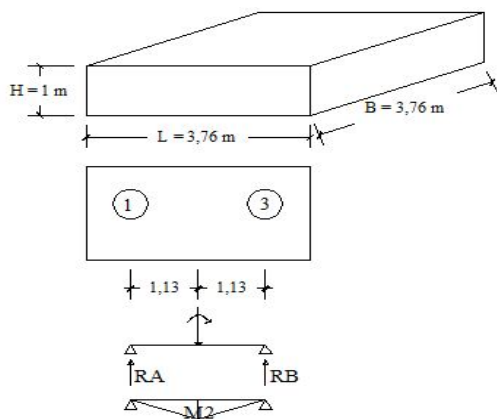
$$= 1597242579.300 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1,597,242,579.30 \text{ Nmm} > 284,648,272 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

Jadi tulangan yang dipakai D 16 - 130 mm

• Penulangan arah y



Gambar 4.11 Skema Pembebanan Arah Y Pondasi

$$R_A = P_1 + P_3$$

$$= 139.978 \text{ ton} + 92.992 \text{ ton}$$

$$= 232.97 \text{ ton}$$

$$R_B = P_2 + P_4$$

$$= 116.890 \text{ ton} + 61.604 \text{ ton}$$

$$= 178.49 \text{ ton}$$

diambil nilai terbesar 232.97 ton

$$\text{Momen yang bekerja} = M_2 = 232.9695212 \times 1.13$$

$$= 263.26 \text{ ton m}$$

$$M_u = M_2 = 263255.559 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{263256 \times 10^4}{0.9} = 2925061766 \text{ Nmm}$$

$$b = 3760 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30.0 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pilecap} = 1000 \text{ mm}$$

Arah y

$$\text{Tulangan tarik } A_s \quad 18 \quad D \quad 16 = 3620.57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' \quad 18 \quad D \quad 16 = 3620.57 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{h}{\text{Jml tulangan}} \\ &= \frac{3626}{18} \\ &= 201 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d' = C_b + \frac{1}{2} \times D_{\text{Pokok}}$$

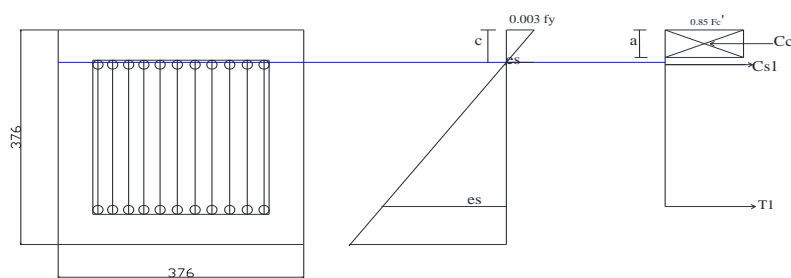
$$= 75 + \frac{1}{2} \times 16$$

$$= 83.00 \text{ mm}$$

$$d = h - d'$$

$$= 1000 - 83.000$$

$$= 917.0 \text{ mm}$$



Gambar 4.12 Diagram tegangan dan regangan poer arah y

jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari

menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_1$$

$$0.85 F_c' a b + A_s' f_s' = A_s f_s$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s' : \quad \frac{f_s'}{\epsilon_s'} = \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_s$$

$$\epsilon_s' = 0.003$$

$$f_c' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_s F_c$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{c}{c} \right) \epsilon_s$$

$$f_s' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0.003 \quad 200000$$

$$f_s' = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 600$$

Substitusi nilai f_s :

$$\frac{f_s}{\epsilon_s} = \left(\frac{d - c}{c} \right) E_s$$

$$\epsilon_s = 0.003$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \epsilon_s E_s$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) 0.003 \quad 200000$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) 600$$

$$\left(\frac{0.85 F_c' a b}{c} \right) + A_s' \left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 = A_s \left(\frac{d - c}{c} \right) 600$$

$$\left(\frac{0.85 F_c' a b}{c} \right) + 600 A_s' \frac{c - d'}{c} = 600 A_s \frac{d - c}{c}$$

Distribusi : $a = \beta_1 c$

$$\left(\frac{0.85 F_c' \beta_1 c b}{c} \right) + 600 A_s' \frac{c - d'}{c} = 600 A_s \frac{d - c}{c}$$

$$= 600 A_s \frac{d - c}{c}$$

$$0.85 F_c' \beta_1 c^2 \frac{b}{c} + 600 A_s' \frac{c - d'}{c} = 600 A_s \frac{d - c}{c}$$

$$0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 \cdot c^2 \cdot 3760 + 600 \cdot 3620.57 \cdot \frac{c - d'}{c} = 600 \cdot 83 \cdot 3620.6 \cdot \frac{d - c}{c}$$

$$= 600 \cdot 3620.57 \cdot 917 - 3620.571 \cdot 600 \cdot c$$

$$81498 c^2 + 2172342.857 c - 180304457.1 = 1992038400 - 2172343 c$$

$$81498 c^2 + 2172342.857 c + 2172342.857 c - 180304457 = 1.992E+09$$

$$81498 c^2 + 4344685.714 c - 2172342857 = 0$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{-4344685.714 \pm \sqrt{18876293955918 - 4 \cdot 81498 \cdot -2172342857}}{2 \cdot 81498}$$

$$c = \frac{-4344685.714 + \sqrt{727042686641633}}{2 \cdot 81498}$$

$$c+ = \frac{-4344685.714 + \sqrt{727042686641633}}{162996}$$

$$= 138.7705427$$

$$c- = \frac{-4344685.714 + \sqrt{727042686641633}}{162996}$$

$$= -192.0808781$$

$$81498 \cdot 19257.26352 + 4344685.714 \cdot 138.771 - 2172342857 = 0$$

$$0 = 0$$

Maka di pakai nilai $c = 138.7705 > 83.00$

Dari nilai c (garis netral) ternyata lebih besar dari d' , maka di lanjutkan menghitung nilai a :

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0.85 \cdot 138.771$$

$$= 117.955 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{138.7705 - 83.00}{138.771} \cdot 0.003$$

$$= 0.0012$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c = \frac{917.0 - 138.77}{138.771} \cdot 0.003$$

$$= 0.0168$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{600}{200000}$$

$$= 0.003$$

Karena $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$
 $0.0168 > 0.003 > 0.0012$

maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Di hitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan :

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.0012 \times 200000$$

$$= 241.134 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \quad \text{Maka di pakai dengan nilai } f_s'$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0.0168 \times 200000$$

$$= 3364.82 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa} \quad \text{Maka di pakai dengan nilai } f_y$$

menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik :

$$\begin{aligned} \phi &= 0.65 + \left(\epsilon_s - 0.002 \right) \left(\frac{250}{3} \right) \\ &= 0.65 + \left(0.0168 - 0.002 \right) \left(\frac{250}{3} \right) \\ &= 1.89 < 0.9 \end{aligned}$$

maka diambil : 0.9

$$F_s = F_y$$

$$\text{maka di pakai } F_y = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 F_c' a b \\ &= 0.85 \cdot 30 \cdot 117.955 \cdot 3760 \\ &= 11309521.69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 3620.57 \cdot 241.1342 \\ &= 873043.6426 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 3620.57 \times 3364.818 \\ &= 12182565.33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$C_c + C_s = T$$

$$11309521.69 + 873043.643 = 12182565.33$$

$$12182565.33 = 12182565.33 \quad \text{(Metode keseimbangan terpenuhi)}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 3620.57 \times 400 \\ &= 1448228.571 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= d - 1/2 a \\ &= 917.000 - 1/2 \cdot 117.955 \\ &= 858.023 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T \cdot Z_1 \\
 &= 12182565.33 \cdot 858.0225 \\
 &= 10452915398.587 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0.9 \cdot 10452915398.587 \\
 &= 9407623858.728 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$9,407,623,858.73 \text{ Nmm} > 258,165,512.74 \text{ Nmm} \text{Memenuhi}$$

Jadi tulangan yang dipakai D 16 - 200 mm







$$\begin{aligned} 1 \text{ N} &= 0.1 \text{ kg} \\ 1 \text{ mm} &= 0.1 \text{ cm} \end{aligned}$$

1 ton = 1000

1 foot = 30.48

2902.6046



4.2.4.3 Perencanaan Tulangan Spiral Pondasi

- Data Perencanaan

Pmax	= 1399775.009 Kg
Mutu Beton	= 30 MPa
Mutu Baja	= 400 MPa
D tulangan	= 19 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
Diameter tiang	= 600 mm
Tebal selimut	= 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi \text{sengkang} + \frac{1}{2} D.\text{pokok} \\&= 75 + 10 + 9.5 \\&= 94.50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Diameter pondasi} - (2 \times d') \\&= 600 \text{ mm} - 95 \text{ mm} \\&= 505.50 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Diameter inti tiang bor (Dc)

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\&= 600 \text{ mm} - (2 \times 75) \\&= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang inti bor (Ac)

$$\begin{aligned}A_c &= \left(\frac{1}{4} \times \pi D_c^2 \right) \\&= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 202500 \\&= 158962.50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right) \\&= \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 600^2 \right) \\&= 282600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0.45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_{c'}}{f_y} \right] \\&= 0.45 \times \left(\frac{282600}{158962.5} - 1 \right) \times \left(\frac{30}{400} \right) \\&= 0.02625\end{aligned}$$

- $V_c = 0$, apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
\text{Gaya aksial} &< A_g \cdot f_c / 20 \\
1399775.0 \text{ N} &< 282600 \times 30.0 / 20 \\
1399775.0 \text{ N} &> 423900.0 \dots\dots\dots (\text{tidak memenuhi})
\end{aligned}$$

karena $V_c > A_g \cdot f_c / 20$ maka V_c akan dihitung dengan rumus sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
V_c &= 0.17 \left[1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right] \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
&= 0.17 \left[1 + \frac{1399775.009 \text{ N}}{14 \times 282600} \right] \times 1 \times \sqrt{30.0} \times 600 \\
&\quad \times 506 \\
&= 382328.37 \text{ N}
\end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 19 = 114 mm
- 150 mm

Sedangkan menurut SNI 2847-2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut :

$$\begin{aligned}
25 \text{ mm} + D \text{ tul utama} &< S < 75 \text{ mm} + D \text{ tul utama} \\
25 \text{ mm} + 19 \text{ mm} &< S < 75 \text{ mm} + 19 \text{ mm} \\
44 \text{ mm} &< S < 94 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D 10 dengan spasi 90 mm

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157.14 \times 400 \times 505.5}{90} \\
&= 353047.619 \text{ N}
\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$\begin{aligned}
V_s &\leq 0.66 \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\
V_s &\leq 0.66 \sqrt{30} \times 600 \times 506 \\
353047.619 \text{ N} &\leq 1096420.06 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
\phi (V_s + V_c) &= 0.75 [353047.619 + 382328.369] \\
&= 551531.99 \text{ N} > V_u = 47999.700 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

$$2 \text{ kaki } D \ 10 \text{ - } 90 \text{ mm}$$

$$1 \text{ ton} = 1000 \text{ kg} = 10000$$

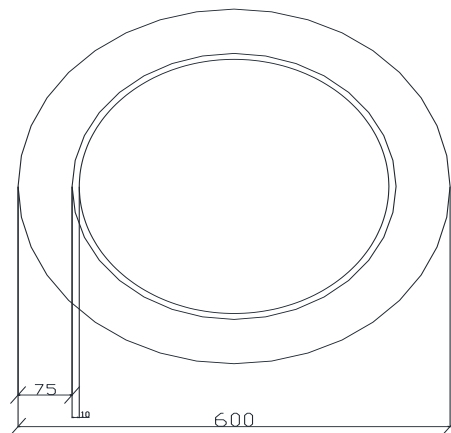
N

4.2.1.2 Perhitungan Penulangan Pokok Pondasi Tiang

Diketahui :

- a. Lebar pondasi luar (bluar) = 600 mm
- b. Tulangan sengkang (\emptyset) = 10 mm
- c. Tulangan utama dipakai (D) = 19 mm
- d. Tebal selimut beton = 75 mm
- e. Mutu Beton (f'_c) = 30.0 MPa
- f. Ulir (f_y) = 400 MPa
- g. Polos (f_y) = 240 MPa
- h. β_1 = 0.85
- i. Es = 200000 MPa

$$\begin{aligned}
 D. \text{ penampang} &= \sqrt{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\
 &= \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 600^2} \\
 &= \sqrt{282600 \text{ mm}^2} \\
 &= 531.60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.13 Penampang Lingkaran

- Perhitungan Penulangan Pondasi

1. Tulangan 12 D 19

- a. Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom bulat struktur.

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\
 &= 531.60 - 75 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\
 &= 437.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d' = 531.6 - 437.1$$

$$= 95 \text{ mm}$$

b. Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 532^2$$

$$= 221841 \text{ mm}^2$$

c. Jumlah tulangan pada kolom dengan rasio 1% - 6% dicoba dengan

rasio tulangan 1 %

$$\rho = 0.01$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot A_g$$

$$= 0.01 \cdot 221841$$

$$= 2218 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 12 D 19

Kontrol,

$$,As \text{ ada} = 3400.6 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 2218.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- OK}$$

a) Luas tul. baris 1 = Jumlah tulangan baris 1 x luas satu tulangan

$$= 1 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

b) Luas tul. baris 2 = Jumlah tulangan baris 2 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 566.77 \text{ mm}^2$$

a) Luas tul. baris 3 = Jumlah tulangan baris 3 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 566.77 \text{ mm}^2$$

c) Luas tul. baris 4 = Jumlah tulangan baris 4 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 566.77 \text{ mm}^2$$

d) Luas tul. baris 5 = Jumlah tulangan baris 5 x luas satu tulangan

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 566.77 \text{ mm}^2$$

e) Luas tul. baris 6 = Jumlah tulangan baris 6 x luas satu tulangan

$$= 2 \times 1/4 \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 566.77 \text{ mm}^2$$

f) Luas tul. baris 7 = Jumlah tulangan baris 7 x luas satu tulangan

$$= 1 \times 1/4 \times 3.14 \times 19^2$$

$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

• Jarak antar tulangan (x) = 107.5 mm

1 Kondisi Lentur Murni

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

Tulangan yang terpasang pada daerah tarik $As \quad 8 \quad D \quad 19 = 2269.1429 \text{ mm}^2$

Tulangan yang terpasang pada daerah tekan $As' \quad 4 \quad D \quad 19 = 1134.5714 \text{ mm}^2$

Tulangan tekan

$$As'1 \quad 2 \quad D \quad 19 = 567.2857143 \text{ mm}^2$$

$$As'2 \quad 2 \quad D \quad 19 = 567.2857143 \text{ mm}^2$$

$$y1 = 75 + 10 \times 1/2 \quad 19 = 94.5 \text{ mm}$$

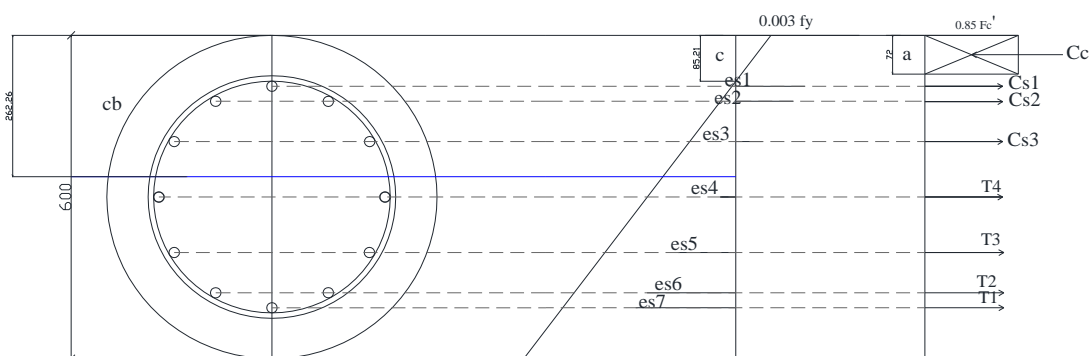
$$y2 = 94.5 + 154.75 = 249.3 \text{ mm}$$

$$y = \frac{As'1 \times y1 + As'2 \times y2}{As \text{ total}}$$

$$y = \frac{567.3 \times 95 + 567.3 \times 249.3}{1134.57} = 171.875 \text{ mm}$$

$$d = 531.6 - 171.875$$

$$= 359.726 \text{ mm}$$



Gambar 4.14 Diagram tegangan dan regangan bore pile kondisi Lentur Murni

Dimisalkan garis netral < $y2$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan

persamaan :

$$0.85 \quad Fc' \quad a \quad b = As' \quad fs' + As \quad fy$$

$$\begin{aligned}\text{Substitusi nilai : } f_s' &= \left(\frac{d' - c}{c} \right) \epsilon_s E_s \\ &= \left(\frac{d' - c}{c} \right) 0.003 \cdot 200000 \\ &= \left(\frac{d' - c}{c} \right) 600\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{0.85 F_c' a}{c} \right) b &= A_s f_y + A_s' \left(\frac{d' - c}{c} \right) 600 \\ \left(\frac{0.85 F_c' a}{c} \right) b c &= A_s f_y c + 600 A_s' d' - 600 A_s' c\end{aligned}$$

$$\text{Distribusi : } a = \beta_1 c$$

$$\begin{aligned}0.85 F_c' \beta_1 c^2 b &= A_s f_y c + 600 A_s' d' - 600 A_s' c \\ 0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 c^2 \cdot 531.6 &= 600 \cdot 1134.57 \cdot 95 - 600 \cdot 1134.6 c \\ + 2269.1 \cdot 400 c &\end{aligned}$$

$$11522 c^2 = 64330200 - 680742.86 c + 907657.1 c$$

$$11522 c^2 = 64330200 - 226914.29 c$$

$$11522 c^2 + 226914.286 c - 64330200 = 0$$

Dihitung menggunakan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{226914 \pm \sqrt{51490093061 - 4 \cdot 11522.5 \cdot -6.4E+07}}{2 \cdot 11522.459}$$

$$c_+ = \frac{226914 + \sqrt{3016458552675}}{23044.919}$$

$$= 85.2123$$

$$c_- = \frac{226914 - \sqrt{3016458552675}}{23044.919}$$

$$= -65.5191$$

$$11522 \cdot 7261.1305 - 226914.29 \cdot 85.212 + 64330200 = 0$$

$$0 = 0$$

Maka di pakai nilai $c = 85.212 < y_2 = 249.3 \dots \dots \dots \text{OK}$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0.85 \times 85.21$$

$$= 72 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{d' - c}{c} \times 600 = \frac{95 - 85.2123}{85.212} \times 600$$

$$= 65.397 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \times 30 \times 72.4304 \times 531.6$$

$$= 981.855 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = f_s' \cdot A_{s'}$$

$$= 65.4 \times 1134.6$$

$$= 74.1977 \text{ kN}$$

$$C_{s2} = A_{s'1} \times f_y$$

$$= 567.3 \times 400$$

$$= 226.91429 \text{ kN}$$

$$T_1 = A_{s'} \times f_y$$

$$= 1134.6 \times 400$$

$$= 453.82857 \text{ kN}$$

$$T_2 = A_{s'2} \times f_y$$

$$= 567.3 \times 400$$

$$= 226.91429 \text{ kN}$$

$$C_c = C_{s1} + C_{s2} + T_1 + T_2$$

$$981.855 = 74.198 + 226.914 + 453.829 + 226.9143$$

$$981.85 = 981.85488 \text{ (Metode keseimbangan terpenuhi)}$$

$$Z_{D_D} = c - \frac{a}{2}$$

$$= 85.21 - \frac{72.430}{2}$$

$$= 48.997 \text{ mm}$$

$$Z_{D_1} = c - d'$$

$$= 85.21 - 94.5$$

$$= 9.288 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ZD2 &= y1 - c \\ &= 94.5 - 85.212 \\ &= 249.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZT2 &= y2 - c \\ &= 249.3 - 85.212 \\ &= 164.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZT1 &= y3 - c \\ &= 356.8 - 85.212 \\ &= 271.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \times ZDD + C_{s1} \times ZD1 + T1 \times ZT1 + T2 \times ZT2 \\ &= 981.855 \times 48.997 + 74.20 \times 9.288 + 453.82857 \times 271.5377 \\ &\quad + 226.91 \times 164.0 \\ &= 209.251 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.65 \times 209.251 \\ &= 136.013 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2 . Kondisi Tekan Murni

$$\begin{aligned} P_o &= 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_s \text{ ada}) + f_y \cdot A_s \text{ ada} \\ &= (0,85 \cdot 30 (221841 - 3400.62) + 400 \cdot 3400.62). \\ &= 6930.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot P_o \\ &= 0.85 \cdot 6930.478 \\ &= 5890.906 \text{ kN} \end{aligned}$$

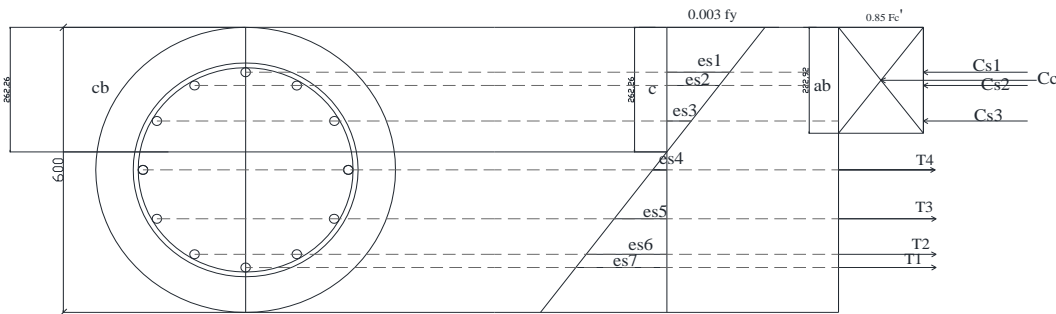
$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.65 \cdot 5890.906 \\ &= 3829.089 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) Perhitungan Gaya yang bekerja

a Kondisi Seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 437.1}{600 + 400} = 262.26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 ab &= cb \cdot \beta \\
 &= 262.26 \cdot 0.85 \\
 &= 222.92 \text{ mm} \\
 Cc &= 0.85 \cdot f'_c \cdot ab \cdot b \\
 &= 0.85 \cdot 30.0 \cdot 222.92 \cdot 531.6 \\
 &= 3021.890 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.15 Kondisi Seimbang Tulangan Pondasi

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.00200$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c' \\
 &= \frac{262.26081 - 95}{262.261} \times 0.003 \\
 &= 0.00192 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s
 \end{aligned}$$

$$Cs1 = 283.385 \cdot 383.803 \cdot 10^{-3} = 108.764 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s2} &= \frac{262.26 - 202.00}{262.261} \times 0.003 \\
 &= 0.00069 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s
 \end{aligned}$$

$$Cs2 = 566.770 \cdot 137.865 \cdot 10^{-3} = 78.13753 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s3} &= \frac{262.261 - 309.50}{262.261} \times 0.003 \\
 &= 0.00054 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y
 \end{aligned}$$

$$Cs3 = 566.770 \cdot 108.074 \cdot 10^{-3} = 61.25297 \text{ kN}$$

$$\epsilon s4 = \frac{262.261 - 417.00}{262.261} \times 0.003$$

$$= 0.00177 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T4} = 566.770 \cdot 354.012 \cdot 10^{-3} = 200.6435 \text{ kN}$$

$$\epsilon s5 = \frac{262.261 - 524.50}{262.261} \times 0.003$$

$$= 0.00300 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon s1 \cdot E_s$$

$$\mathbf{T3} = 566.770 \cdot 599.951 \cdot 10^{-3} = 340.034 \text{ kN}$$

$$\epsilon s6 = \frac{262.261 - 632.00}{262.261} \times 0.003$$

$$= 0.00423 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T2} = 566.770 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 226.708 \text{ kN}$$

$$\epsilon s7 = \frac{262.261 - 739.50}{262.261} \times 0.003$$

$$= 0.00546 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon s1 \cdot E_s$$

$$\mathbf{T1} = 283.385 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 113.354 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T4 - T3 - T2 - T1 \\ &= 3021.890 + 108.764 + 78.14 + 61.253 - 200.6 \\ &\quad - 340.03396 - 226.708 - 113.4 \\ &= 2389.30 \text{ KN} \end{aligned}$$

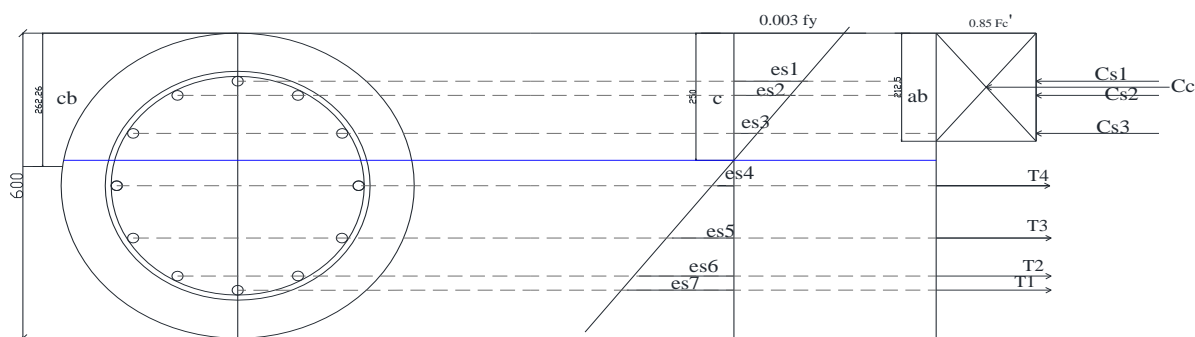
$$\phi P_n = 0.65 \times 2389.30464 = 1553.048 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + \left(C_{s1} + T1 \right) \left(\frac{h}{2} - 94.5 \right) \\ &\quad + \left(C_{s2} + T2 \right) \left(\frac{h}{2} - 202.0 \right) + \left(C_{s3} + T3 \right) \left(\frac{h}{2} - 309.5 \right) \\ &\quad + \left(C_{s3} + T3 \right) \left(\frac{h}{2} - 417.0 \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 3021.89 \left(\frac{531.6}{2} - \frac{222.92}{2} \right) + \left(108.76 + 113.4 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 94.5 \right) \\
&\quad + \left(78.14 + 226.71 \right) \left(\frac{531.601}{2} - 202 \right) + \left(78.14 + 226.71 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 309.5 \right) \\
&\quad + \left(61.25 + 340.03 \right) \left(\frac{531.601}{2} - 417.00 \right) \\
&= 466398 + 38048.9662 + 19449.351 + 80718.65 + 106245.3 \\
&= 710.860 \text{ KNm} \\
\phi \text{ Mnb} &= 0.65 \cdot 710.860 \\
&= 462.05915 \text{ KNm} \\
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{710.860}{2389.30} \\
&= 297.518 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b Kondisi Patah Tarik $c = 250 < c_b = 262.26$

$$\begin{aligned}
a_b &= c \cdot \beta \\
&= 250 \times 0.85 \\
&= 212.5 \text{ mm} \\
C_c &= 0.85 \cdot F_c' \cdot a_b \cdot b \\
&= 0.85 \times 30 \times 212.5 \times 531.6 \\
&= 2880.615 \text{ KN}
\end{aligned}$$



Gambar 4.16 Diagram Tegangan dan regangan kondisi patah tarik

$$\epsilon_y \quad \frac{f_y}{400} \quad \frac{400}{n \cdot n \cdot n \cdot n}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{Es}{200000} - 0.00200 \\
\varepsilon_{s1} &= \frac{cd - d'}{cd} \times \varepsilon_c' \\
&= \frac{250 - 95}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00187 < \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = \varepsilon_{s1} \cdot E_s \\
\mathbf{Cs1} &= 283.385 \cdot 373.2 \cdot 10^{-3} = 105.7593 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s2} &= \frac{250 - 202.00}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00058 < \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = \varepsilon_{s1} \cdot E_s \\
\mathbf{Cs2} &= 566.770 \cdot 115.2 \cdot 10^{-3} = 65.2919 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s3} &= \frac{250 - 309.50}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00071 < \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \\
\mathbf{Cs3} &= 566.770 \cdot 142.8 \cdot 10^{-3} = 80.93476 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s4} &= \frac{250 - 417.00}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00200 < \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \\
\mathbf{T4} &= 566.770 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 226.708 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s5} &= \frac{250 - 524.50}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00329 > \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \\
\mathbf{T3} &= 566.770 \cdot 142.8 \cdot 10^{-3} = 80.93476 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s6} &= \frac{250 - 632.00}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00458 > \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \\
\mathbf{T2} &= 283.385 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 113.354 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s7} &= \frac{250 - 739.50}{250} \times 0.003 \\
&= 0.00587 > \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \\
\mathbf{T1} &= 566.770 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 226.708 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_4 - T_3 - T_2 - T_1 \\
&= 2880.61 + 105.76 + 65.292 + 80.9348 - 226.708 - 80.93476 \\
&\quad - 113.35 - 226.708 \\
&= 2484.90 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 2484.89603 = 1615.1824 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
M_{nb} &= C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + \left(C_{s1} + T_1 \right) \left(\frac{h}{2} - 94.5 \right) \\
&\quad + \left(C_{s2} + T_2 \right) \left(\frac{h}{2} - 202.0 \right) + \left(C_{s2} + T_2 \right) \left(\frac{h}{2} - 309.5 \right) \\
&\quad + \left(C_{s3} + T_3 \right) \left(\frac{h}{2} - 417.0 \right) \\
&= 2880.61 \left(\frac{531.6}{2} - \frac{212.5}{2} \right) + \left(105.76 + 226.7 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 94.5 \right) \\
&\quad + \left(65.29 + 113.35 \right) \left(\frac{531.601}{2} - 202 \right) + \left(65.29 + 113.35 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 309.5 \right) \\
&\quad + \left(80.93 + 80.935 \right) \left(\frac{531.601}{2} - 417.00 \right) \\
&= 459604 + 56951.8706 + 11397.73 + 47174.7 + 42608.03 \\
&= 617.736 \text{ KNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{nb} &= 0.65 \times 617.736 \\
&= 401.52864 \text{ KNm}
\end{aligned}$$

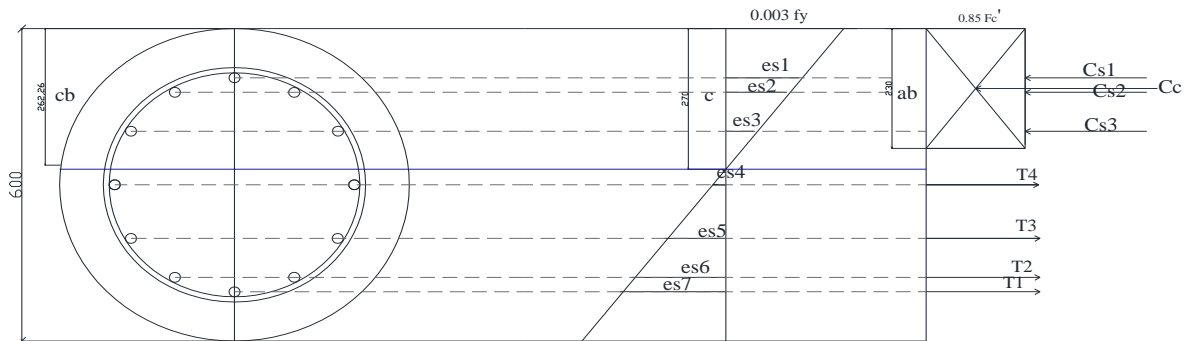
$$\begin{aligned}
e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{617.736}{2484.90} \\
&= 248.596 \text{ mm}
\end{aligned}$$

g. Kondisi Patah Desak $c = 270 > c_b = 262.26$

$$\begin{aligned}
a_b &= c \times \beta \\
&= 270 \times 0.85
\end{aligned}$$

$$= 230 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times F_c' \times ab \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 229.5 \times 531.6 \\ &= 3111.06 \text{ KN} \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Diagram tegangan dan regangan bore pile kondisi patah desak

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.00200$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{cd - d'}{cd} \times \epsilon_c' \\ &= \frac{270 - 95}{270} \times 0.003 \\ &= 0.00195 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{aligned}$$

$$C_{s1} = 283.385 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 110.5202 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= \frac{270 - 202.00}{270} \times 0.003 \\ &= 0.00076 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{aligned}$$

$$C_{s2} = 566.770 \cdot 151.111 \cdot 10^{-3} = 85.64524 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s3} &= \frac{270 - 309.50}{270} \times 0.003 \\ &= 0.00044 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y \end{aligned}$$

$$C_{s3} = 566.770 \cdot 87.7778 \cdot 10^{-3} = 49.74981 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{270 - 417.00}{270} \times 0.003$$

$$= 0.00163 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T4} = 566.770 \cdot 326.667 \cdot 10^{-3} = 185.1449 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{270 - 524.50}{270} \times 0.003$$

$$= 0.00283 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T3} = 566.770 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 226.708 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{270 - 632.00}{270} \times 0.003$$

$$= 0.00402 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T2} = 566.770 \cdot 804.444 \cdot 10^{-3} = 455.935 \text{ kN}$$

$$\epsilon_4 = \frac{270 - 632.00}{270} \times 0.003$$

$$= 0.00402 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y$$

$$\mathbf{T1} = 283.385 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 113.354 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Pnb} &= Cc + Cs1 + Cs2 + Cs3 - T4 - T3 - T2 - T1 \\ &= 3111.06 + 110.52 + 85.645 + 49.7498 - 185.14487 - 226.7 \\ &\quad - 455.93498 - 113.354 \\ &= 2375.84 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\phi \text{ Pn} = 0.65 \times 2375.83739 = 1544.2943 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{Mnb} &= Cc \left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + \left(Cs1 + T1 \right) \left(\frac{h}{2} - 94.5 \right) \\ &\quad + \left(Cs2 + T2 \right) \left(\frac{h}{2} - 202.0 \right) + \left(Cs2 + T2 \right) \left(\frac{h}{2} - 309.5 \right) \\ &\quad + \left(Cs3 + T3 \right) \left(\frac{h}{2} - 417.0 \right) \\ &= 3111.06 \left(\frac{531.6}{2} - \frac{230}{2} \right) + \left(110.52 + 113.4 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 94.5 \right) \\ &\quad + \left(85.65 + 155.03 \right) \left(\frac{531.601}{2} - 202 \right) + \left(85.65 + 155.03 \right) \left(\frac{531.6}{2} - 309.5 \right) \end{aligned}$$

$$+ \left[\left(\frac{83.03 + 433.73}{2} \right) \left(\frac{2}{2} - \frac{202}{417} \right) + \left(\frac{49.75 + 226.71}{2} \right) \left(\frac{531.601}{2} - \frac{417}{417} \right) \right]$$

$$= 469928 + 38349.7935 + 34553.185 + 143642.9 + 73065.67$$

$$= 759.540 \text{ KNm}$$

$$\phi \text{ Mnb} = 0.65 \times 759.540$$

$$= 493.70092 \text{ KNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{759.540}{2375.84}$$

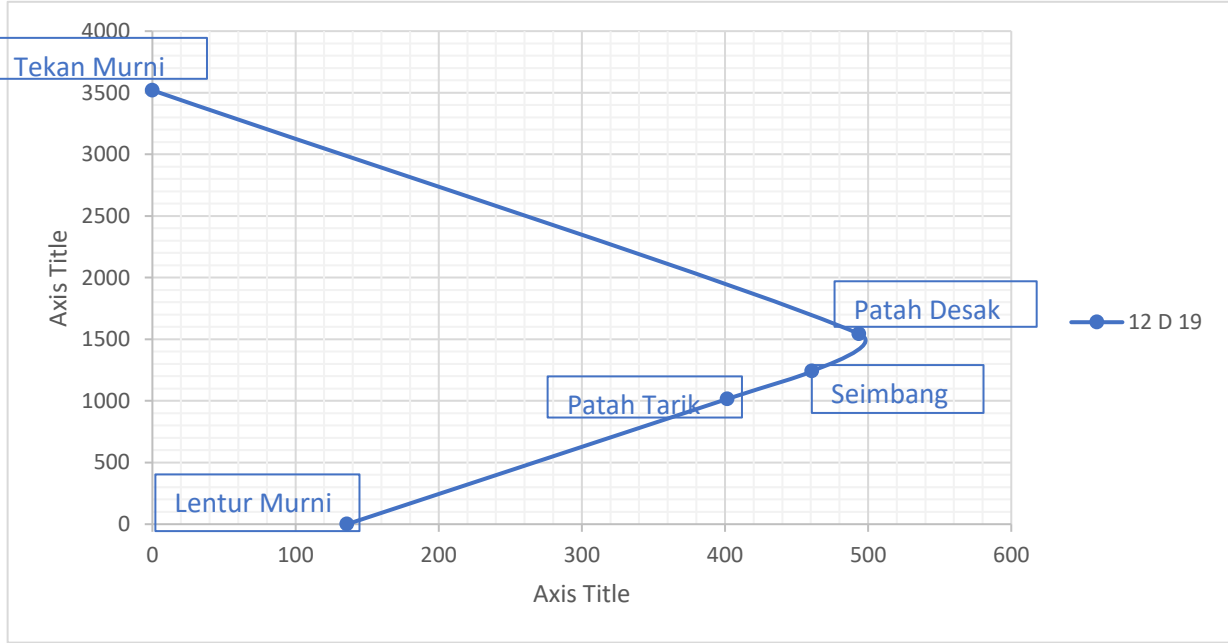
$$= 319.694 \text{ mm}$$

Tabel 4.8 : Nilai ϕ Pn dan ϕ Mn

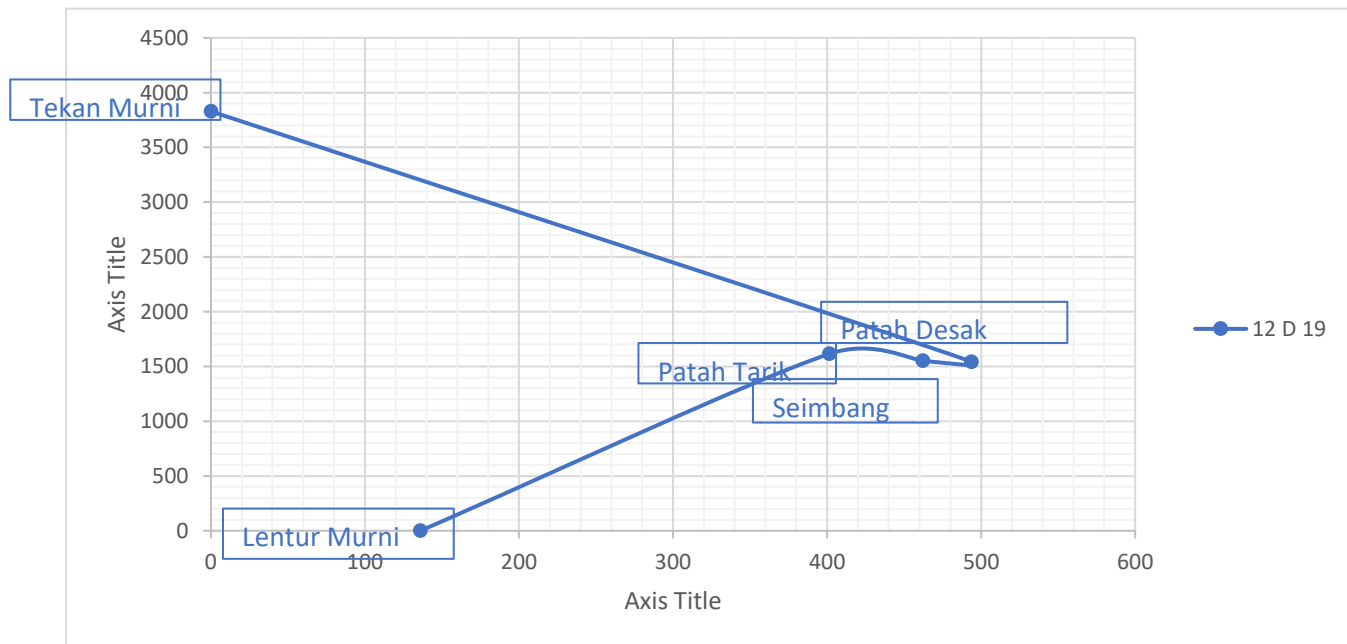
ϕ Pn bore pile Dari Etabs	940.819	kN
ϕ Mn bore pile Dari Etabs	187.42	kNm

Tabel 4.9 : Nilai ϕ Pn dan ϕ Mn Perhitungan

Kondisi	12 D 19	
	ϕ Pn (kN)	ϕ Mn (kNm)
Lentur murni	0	136.0
Tekan murni	3829.089	0
Seimbang	1553.048	462.059
Patah Tarik	1615.182	401.529
Patah desak	1544.2943	493.70



Grafik 4. 2 : Diagram Interaksi



Grafik 4. 2 : Diagram Interaksi

|

|

|

|

3829	0	Tekan murni
1544	494	Patah desak
1553	462	Seimbang
1615	402	Patah Tarik
0	136	Lentur murni

BAB V

PENUTUP

5.1 Hasil Perhitungan

Dari hasil Analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang bor pada Gedung Pusat Ummar Bin Khotob Universitas Islam Malang, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut :

Tabel 5.1 Hasil Analisa Perhitungan

No	keterangan	Pondasi tiang bor Tipe 1	Pondasi tiang bor Tipe 2	Pondasi tiang bor Tipe 3	Satuan
1	Diameter Tiang	60	60	60	cm
2	Panjang Tiang	6	6	6	m
3	Kedalaman Tiang	8	8	8	m
4	Daya dukung tiang tunggal	140.908	140.908	140.908	ton
5	Daya dukung kelompok tiang	563.632	458.233	369.883	ton
6	Jumlah Tiang	5	4	3	tiang
7	Jarak antar tiang	1.6	1.6	1.6	m
8	Efesiensi kelompok tiang	0.80	0.81	0.88	
9	Diameter poer	3.76 x 3.76	3.1 x 3.1	3.0 x 3.0	m
10	Tebal poer	1	1	1	m
11	Pmax	139.978	129.318	109.476	ton
12	Tulangan poer arah x	D 16-130	D 16-135	D 16-200	
13	Tulangan poer arah y	D 16-200	D 16-250	D 16-300	
14	Tulangan pokok tiang	12 D 114	12 D 114	12 D 114	

15	Tulangan spiral tiang	D 10-90	D 10-90	D 10-90	
16	Penurunan tiang tunggal	6.12	6.20	6.31	mm
17	Penurunan tiang kelompok	4.31	3.6	3.31	mm

5.2 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Daya dukung tiang ijin didapatkan dari hasil perhitungan untuk dapat memikul beban diatasnya adalah 140.904 ton.
2. Tiang bor yang cukup untuk menerima beban untuk pondasi adalah, didapat pondasi tiang bor dengan kedalaman 8 m dan diameter 60.
3. Jumlah kebutuhan tiang berdasarkan hasil perhitungan didapat jumlah kebutuhan tiang sebanyak 5 tiang. Penurunan tunggal pada pondasi tiang bor adalah 6.12 mm, sedangkan pada tiang kelompok hasilnya adalah 4.31 mm
4. Jumlah tulangan 12 tulangan dengan diameter 19 dan jarak antar tulangan 107.5 mm.

5.3 Saran

Saran yang dapat diberikan oleh penulis dalam perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

1. Pemilihan jenis pondasi dapat disesuaikan dengan beban akibat struktur atas, faktor ekonomis, factor pelaksanaan dilapangan serta kondisi lingkungan disekitar proyek.
2. Dalam perencanaan pondasi sebaiknya didukung oleh data-data yang akurat seperti data tanah. Data tanah yang akan diselidiki sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium supaya diperoleh data-data parameter tanah yang lebih akurat yang selanjutnya digunakan untuk mendapatkan analisa yang lebih tepat

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 1989. *Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG)*
- Anonim, 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726: 2012.*
- Anonim, 2013. *Perstaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. SNI 2847 : 2013*
- Anonim, 2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727 : 2013.*
- Badan Stadartusasi Nasional. 2008. SNI 4153-2008 *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT.* Jakarta : BSN
- Christady Hardiyantmo, Hary 2006. *Teknik Pondasi 2,.* Yogyakarta : Beta Offset
- Christady Hardiyantmo, Hary 1996. *Teknik Pondasi 1,.* Yogyakarta : Beta Offset
- Geotechnical Engineering Center, Manual Pondasi Tiang, 2005 : 53*
- Joseph E.Bowles, 1982. *Foundation Analysis and Design.*
- Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa.* Yogyakarta : Pernerbit Andi.
- Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.* Jakarta : Pradnya Paramita
- Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 19830 *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.* Jakarta : Pradnya Paramita

Skripsi ini saya persembahkan untuk:

- ♥ *Allah SWT yang telah memberikan kesehatan, rahmat, hidayat, rezeki, dikelilingi keluarga dan sahabat yang baik, dan semua yang saya butuhkan. Allah sutradara terbaik.*
- ♥ *Diriku sendiri Meti Kusumawati, S.T., jangan puas hanya sampai disini, terus kejar mimpi-mimpi itu, jangan menyerah dan selalu semangat.*